

MIN

MANI
DE ESTRUCT
P

ING. HENRIQUE ARN
C.I.V. 1795

Basado
Armado
en la No
VENIN-
Mínimas
NIN-MI
de la Ac
ciones",

MARIANELLA MATHEUS P.



REPUBLICA DE VENEZUELA ■ MINISTERIO DEL DESARROLLO URBANO
DIRECCION GENERAL DE EQUIPAMIENTO URBANO
DIRECCION DE PROYECTOS

Nº 20.11

175

OFICIO



Ing. Marianelle Mathews P.
C.I.V. 90.350

Caracas, 2 MAY 1964

Señores
FUNDACION JUAN JOSE AGUERREVERE
Fondo Editorial del Colegio de
Ingenieros de Venezuela
Presente.-

Cumplo en dirigirme a ustedes a fin de participarles que el Ministerio del Desarrollo Urbano ha resuelto, por mi intermedio, ceder a esa Fundación, los originales del Manual para el Proyecto de Estructuras de Concreto Armado para Edificaciones, para que el Colegio de Ingenieros de Venezuela, a través de la Fundación Juan José Aguerrevere, Fondo Editorial del Colegio de Ingenieros de Venezuela, publique esta obra de interés profesional y asuma, en consecuencia, todos los derechos y responsabilidades que le correspondan.

Atentamente,



CARLOS KUBLER RIERA
Director de Proyectos

CKR/eg.-

V



Ing. Marianella Mathews P.

C.I.V. 90.350



Colegio de Ingenieros de Venezuela

JUNTA DIRECTIVA 1987-1989

Presidente Ing. Vicente Emilio Pérez Cayena
Vicepresidente Arq. Antonio Montbrun
Tesorero Ing. Filippo Vagnoni
Secretario General Ing. José Mariano Navarro
1er. Vocal Geo. María Coromoto Casado
2do. Vocal Ing. Ligia León de Marchena
3er. Vocal Ing. Lindolfo León

MESA DIRECTIVA DE LA ASAMBLEA

Presidente Ing. Hugo Guerra
1er. Vicepresidente Ing. José Hurtado
2do. Vicepresidente Ing. Luis Arrieta
Secretario Ing. Argenis Córdoba
Vocal Ing. Pedro Lander

TRIBUNAL DISCIPLINARIO

Presidente Ing. Rafael Hernández
1er. Vicepresidente Arq. Matilde Castro
2do. Vicepresidente Ing. Mimí Salcedo de Corredor
Secretario Ing. Carlos Herrera Gómez
1er. Vocal Ing. Héctor Samuel Serrano
2do. Vocal Arq. Omar González G.
3er. Vocal Ing. Francisco Díaz Lovera
Asesor Jurídico Abog. Zelideth Sedek

FUNDACION JUAN JOSE AGUERREVERE FONDO EDITORIAL DEL COLEGIO DE INGENIEROS DE VENEZUELA

Presidente Ing. Héctor Rivas Peralta
Vicepresidente Arq. Diego Velasco Ochoa
Director de Finanzas Ing. Salvador Sosa Carabaño
Director de Actas Ing. Sara Febres Casanova



El principal objetivo de este Manual es dotar al Ingeniero de un conjunto de tablas, guías de procedimiento, flujogramas, resúmenes de Normas y ejemplos que faciliten y agilicen el trabajo de diseño de edificios, con empleo de criterios y métodos actualizados en acuerdo con la Norma para Estructuras de Concreto Armado para Edificaciones, Análisis y Diseño, COVENIN - MINDUR 1753, con la Norma para Edificaciones Antisísmicas COVENIN - MINDUR - FUNVISIS 1756, con la Norma de "Acciones Mínimas para el Proyecto de Edificaciones", COVENIN - MINDUR 2002 y con la Norma de Viento COVENIN - MINDUR en preparación.

Se encomendó a la "Comisión de Normas de Estructuras para Edificaciones" del Ministerio del Desarrollo Urbano la preparación de un material de apoyo para los Ingenieros Proyectistas en acuerdo con las citadas Normas y se encargó a los Ingenieros Henrique Arnal A. y Salomón Epelboim la elaboración detallada del presente Manual.

Actuaron como colaboradores en los diversos aspectos del trabajo las siguientes personas:

Ing. Elenor Neri, Ing. Noel Epelboim, Ing. María Dolores Rodríguez, Arq. Elizabeth Cemborain, Ing. Fortunato Farache, Sra. Inés Cuello, Sr. Vicente Callejas, Sr. Andrés Sardiña, Sr. Gabriel Zambrano.

Caracas, Noviembre de 1.984

Por la Comisión de Normas:

Nicolás Colmenares, Presidente
Henrique Arnal
Arnim De Fries
José A. Delgado Ch.
Salomón Epelboim
José Grases
César Hernández
Carmen Lobo de Silva
Joaquín Marín



GENERALIDADES:

	Introducción
	Índice
	Bibliografía General
CAPÍTULO 1	Tablas de uso General
CAPÍTULO 2	Detalles, Desarrollo y Despieces de las Cabillas
CAPÍTULO 3	Método de Diseño a la Rotura y Requisitos para la Resistencia.
CAPÍTULO 4	Diseño de Secciones Sometidas a Flexión
CAPÍTULO 5	Diseño de Secciones Sometidas a Flexo-Compresión
CAPÍTULO 6	Corte, Torsión y Ménsulas
CAPÍTULO 7	Losas y Placas
CAPÍTULO 8	Escaleras Helicoidales, Vigas en Balcón y Vigas de Planta Circular.
CAPÍTULO 9	Fundaciones y Cabezales, Muros de Sostenimiento, Muros de Gravedad.
CAPÍTULO 10	Muros Estructurales
CAPÍTULO 11	Criterios de Estructuración. Configuración Estructural
CAPÍTULO 12	Guías para el Uso de la Norma para Edificaciones Antisísmicas y Prescripciones Especiales para el Diseño de Elementos Estructurales.
CAPÍTULO 13	Detalles del Armado para el Diseño de Elementos Estructurales de Edificaciones Antisísmicas.
CAPÍTULO 14	Guía para el Uso de la Norma de Viento en el Proyecto de Edificaciones.
CAPÍTULO 15	Guía para la Presentación de Cálculos y Planos Estructurales.
CAPÍTULO 16	Diseño de Mezclas de Concreto.
ANEXOS:	
	A.1 Mediciones de Edificios: Obras de Estructuras
	A.2 Resistencia del Concreto o la Acción del Fuego
	A.3 Índice Alfabético
	A.4 Curvas de Espesores de Suelos para el Valle de Caracas
	A.5 Forma de Presentación de los Planos Estructurales de un Edificio.



Hasta hace pocos años era tradicional en el medio profesional venezolano el uso o aplicación de la llamada "Teoría Clásica" para el diseño de los elementos de Concreto Armado. Las Normas del Ministerio de Obras Públicas editadas el año 1967 estaban encuadradas dentro de esa teoría y existían muchas tablas, ábacos y ayudas de diseño dentro de ese enfoque.

El año 1971 apareció una modificación de las Normas del Instituto Americano del Concreto (ACI) en la cual se abandonaba casi totalmente el procedimiento de diseño por la Teoría Clásica y se pasaba al método llamado "Diseño por Resistencia Última", cuya principal ventaja reside en el hecho de que los resultados del cálculo pueden ser más fácilmente comprobados por vía experimental; esto permite usar dimensiones mejor ajustadas a los requerimientos de las cargas con lo cual se obtienen soluciones más económicas.

En realidad la modificación de las Normas para pasar al diseño por Resistencia Última lo que hizo fue oficializar y extender un procedimiento que ya muchos ingenieros venían aplicando desde hacía cierto tiempo.

En Venezuela el Ministerio del Desarrollo Urbano ha publicado las nuevas Normas para el Proyecto de Edificaciones de Concreto Armado, las cuales están basadas en el procedimiento de diseño por Resistencia Última.

Dado que este método o procedimiento no está todavía ampliamente divulgado en nuestro medio, resulta de primordial importancia proveer a nuestros Ingenieros de tablas, ábacos, guías de diseño y otras ayudas para agilizar y facilitar el diseño de las estructuras aplicando las nuevas Normas del MINDUR.

Es evidente que la aplicación de un nuevo método de diseño puede dar lugar a diversas interpretaciones y a simplificaciones no acordes con el espíritu de las Normas; una adecuada ejemplificación de los criterios y procedimientos pautados puede ser de mucha ayuda para la mejor implantación de las nuevas Normas y éste es otro de los objetivos de este Manual.



También es objetivo de este Manual el de facilitar la aplicación de las Normas a mini-computadoras y equipos similares que cada vez son más empleados en el ejercicio profesional. Esa aplicación tiene la ventaja adicional de que sistematiza y aclara ampliamente los procedimientos de diseño. Para mayor comodidad del Ingeniero Proyectista se han incluido diversas tablas, ábacos e informaciones, que no están relacionadas con el Diseño por Resistencia Última pero que son de frecuente aplicación en los trabajos de proyecto.

A fin de facilitar el mejor uso y consulta del presente Manual se ha diseñado un formato flexible, de entrada ágil, con textos de rápida comprensión y con profusión de referencias gráficas.

Se ha dividido el presente Manual en 16 Capítulos y varios anexos, según se detalla en el Índice; ellos abarcan los aspectos más frecuentemente usados en el proyecto estructural de edificios como son por ejemplo: losas, placas armadas en una y dos direcciones, vigas, columnas, fundaciones directas y sobre pilotes, muros, etc..

Se tratan también algunos temas particulares como retículos, placas circulares y anulares, escaleras helicoidales y fundaciones rectangulares, igualmente se dan guías para el uso de las nuevas Normas Antisísmicas, las de Acciones y las de Viento.

Se concede especial interés al detallado y disposición del refuerzo metálico, a la ductilidad y a la estructuración de edificios, estos temas son tratados preferentemente en forma gráfica.

Se espera que todo este material pueda ser de utilidad al Ingeniero. Es evidente que el buen juicio, la experiencia y los conocimientos del Ingeniero, no pueden ser sustituidos por el uso de un Manual, éste es solo una ayuda para una más rápida y eficaz aplicación de esos conocimientos.



CAPITULO 1	TABLAS DE USO GENERAL	Pág.
1.1	NOTACION	1
1.2	SISTEMA INTERNACIONAL DE UNIDADES. CONVERSION. TABLA 1.1	20
1.3	PROPIEDADES DE LAS SECCIONES. TABLA 1.2	30
1.4	PROPIEDADES DE SOLIDOS. TABLA 1.3	33
1.5	MODULOS DE SECCION PLASTICO Y ELASTICO. TABLA 1.4	37
1.6	MOMENTOS DE INERCIA DE SECCIONES RECTANGULARES. TABLA 1.5	39
1.7	MOMENTOS DE INERCIA DE SECCIONES T_e . TABLA 1.6	41
1.8	MOMENTOS DE INERCIA DE SECCIONES CIRCULARES. TABLA 1.7	42
1.9	ECUACIONES Y DIAGRAMAS PARA EL DISEÑO DE VIGAS DE UN SOLO TRAMO . TABLAS 1.8 a 1.13	43
1.10	MOMENTOS EN VIGAS CON CARGA TRAPEZOIDAL. TABLAS 1.14 y 1.15 ...	56
1.11	COEFICIENTES PARA EL CÁLCULO DE MOMENTOS Y REACCIONES EN LOSAS Y DE VIGAS DE LUCES IGUALES CON CARGA UNIFORME. TABLAS 1.16 y 1.17	58
1.12	COEFICIENTES PARA EL CÁLCULO DE MOMENTOS A LOSAS Y VIGAS DE LUCES IGUALES CON CARGA TRIANGULAR. TABLA 1.18	60
1.13	FORMULAS PARA EL DISEÑO DE PORTICOS. TABLAS 1.19 a 1.24	61
1.14	MOMENTOS EN MARCOS DE RIGIDOS. TABLA 1.25	77
1.15	MOMENTOS EN ELEMENTOS TUBULARES. TABLA 1.26	79
1.16	INTEGRACION GRAFICA. TABLA 1.27	80
1.17	PESO PROPIO DE VIGAS Y COLUMNAS. TABLAS 1.28 y 1.29	83
1.18	PROPIEDADES DE LAS CABILLAS DE ACERO REDONDAS. TABLA 1.30	87
1.19	AREAS Y PERIMETROS DE CABILLAS POR METRO DE ANCHO DE LOSA. TABLA 1.31	88
1.20	AREAS Y PESOS DE COMBINACIONES DE DIFERENTES DIAMETROS DE CABILLAS. TABLA 1.32	89
1.21	PESO DE PIEZAS Y DE ATADOS DE CABILLAS. TABLA 1.33	93
1.22	AREAS Y PESOS DE ALAMBRES TREFILADO PARA MALLAS. TABLA 1.34 ...	94
1.23	AREAS Y PESOS DE MALLAS DE ALAMBRES. TABLA 1.35	95
1.24	PESOS DE MATERIALES DE CONSTRUCCION. TABLAS 1.36 y 1.37	96
1.25	CARGAS PERMANENTES. TABLA 1.38	107
1.26	CARGAS VARIABLES. TABLA 1.39	110



CAPITULO 2	DETALLES, DESARROLLO Y DESPIECES DE LAS CABILLAS	Pág.
2.1	ASPECTOS GENERALES	117
2.2	RECUBRIMIENTO MINIMO DE LAS CABILLAS. TABLA 2.1	120
2.3	REQUISITOS MINIMOS PARA LA COLOCACION Y SEPARACION DE LAS CABILLAS. TABLA 2.2	121
2.4	NÚMERO MÁXIMO DE CABILLAS EN UNA CAPA EN VIGAS. TABLA 2.3	122
2.5	NÚMERO MÁXIMO DE GRUPO DE CABILLAS EN UNA CAPA EN VIGAS. TABLA 2.4	123
2.6	NÚMERO MÁXIMO DE CABILLAS EN UNA CAPA EN COLUMNAS. TABLA 2.5 ..	124
2.7	LONGITUDES DE DESARROLLO DE CABILLAS SIN GANCHOS. TABLAS 2.6 a 2.8	125
2.8	LONGITUDES DE EMPALME DE CABILLAS SIN GANCHOS. TABLAS 2.9 a 2.14	128
2.9	LONGITUDES DE DOBLES TÍPICOS DE CABILLAS. TABLA 2.15	134
2.10	LONGITUDES DE DESARROLLO DE CABILLAS SOMETIDAS A TRACCION QUE TERMINAN EN GANCHO ESTANDAR. TABLAS 2.16 a 2.18	135
2.11	DETALLES DE LAS ARMADURAS EN FLEXION EN VIGAS. FIGURAS 2.1 a 2.6	138
2.12	DETALLES DE LAS ARMADURAS TRANSVERSALES EN VIGAS. FIGURAS 2.7 a 2.9	141
2.13	DETALLES DE LAS ARMADURAS LONGITUDINAL EN COLUMNAS. FIGURA 2.10	142
2.14	DETALLES DE LAS ARMADURAS TRANSVERSAL EN COLUMNAS. FIGURAS 2.11 y 2.12	142
CAPITULO 3 <u>METODO DE DISEÑO A LA ROTURA Y REQUISITOS PARA LA RESISTENCIA.</u>		
3.1	ASPECTOS GENERALES	147
3.2	RESISTENCIA REQUERIDA PARA COMBINACIONES DE CARGA	149
3.3	FORMULAS PARA EL DISEÑO DE SECCIONES RECTANGULARES SIMPLEMENTE ARMADAS	152
3.4	FORMULAS PARA EL DISEÑO DE SECCIONES RECTANGULARES DOBLEMENTE ARMADAS	153
3.5	FORMULAS PARA EL DISEÑO DE SECCIONES T_e SIMPLEMENTE ARMADAS ..	154
3.6	FLUJOGRAMAS 3.1 y 3.2 PARA EL DISEÑO DE SECCIONES RECTANGULARES SIMPLEMENTE ARMADAS	157
	EJEMPLOS 3.1 y 3.2	159



	Pág.
3.7	FLUJOGRAMA 3.3 PARA LA REVISION DE SECCIONES RECTANGULARES SIMPLEMENTE ARMADAS
	EJEMPLO 3.3
3.8	FLUJOGRAMA 3.4 PARA EL DISEÑO DE SECCIONES RECTANGULARES DOBLEMENTE ARMADAS
	EJEMPLO 3.4
3.9	FLUJOGRAMA 3.5 PARA LA REVISION DE SECCIONES RECTANGULARES DOBLEMENTE ARMADAS
	EJEMPLOS 3.5 y 3.6
3.10	FLUJOGRAMA 3.6 PARA EL DISEÑO DE SECCIONES T_e SIMPLEMENTE ARMADAS
	EJEMPLO 3.7
3.11	FLUJOGRAMA 3.7 PARA LA REVISION DE SECCIONES T_e SIMPLEMENTE ARMADAS
	EJEMPLO 3.8
CAPITULO 4 <u>DISEÑO DE SECCIONES SOMETIDAS A FLEXIÓN</u>	
4.1	ASPECTOS GENERALES
4.2	PROPIEDADES DEL CONCRETO: ESFUERZOS Y MODULO DE ELASTICIDAD. TABLA 4.1
4.3	PARAMETROS DE DISEÑO PARA DIFERENTES VALORES DE f'_c y f_y . TABLA 4.2
4.4	DISEÑO DE SECCIONES RECTANGULARES SOMETIDAS A FLEXIÓN. TABLAS 4.3 a 4.15
	EJEMPLO 4.1
4.5	DUCTILIDAD. ASPECTOS GENERALES
4.6	DISEÑO DE VIGAS DÚCTILES. TABLAS 4.16 y 4.17
	EJEMPLOS 4.2 y 4.3
CAPITULO 5 <u>DISEÑO DE SECCIONES SOMETIDAS A FLEXO-COMPRESIÓN</u>	
5.1	ASPECTOS GENERALES
5.2	DISEÑO DE SECCIONES SOMETIDAS A FLEXO-COMPRESION. TABLAS 5.1 a 5.20
5.3	EJEMPLO 5.1



CAPITULO 6 <u>CORTE, TORSION Y MENSULA</u>		Pág.
6.1	SECCIONES SOMETIDAS A CORTE: ASPECTOS GENERALES	245
6.2	RESISTENCIA NOMINAL AL CORTE V_c , RESISTIDA POR EL CONCRETO. TABLAS 6.1 a 6.6	246
6.3	RESISTENCIA NOMINAL AL CORTE V_s , RESISTIDA POR EL ESTRIBO. TABLAS 6.7 a 6.14	252
6.4	ESFUERZOS CORTANTES v_c y v_s . TABLAS 6.15 a 6.22	260
	EJEMPLO 6.1	269
6.5	FLUJOGRAMA 6.1 DE LAS SECCIONES SOMETIDAS A CORTE	271
	EJEMPLO 6.2	274
6.6	SECCIONES SOMETIDAS A TORSION: ASPECTOS GENERALES	276
6.7	PROPIEDADES DE LAS SECCIONES RECTANGULARES SOMETIDAS A TORSION . EJEMPLOS 6.3 y 6.4	279 280
6.8	COEFICIENTES PARA EL CALCULO DE LAS SECCIONES RECTANGULARES SOMETIDAS A TORSION. TABLA 6.23	284
6.9	PROPIEDADES DE SECCIONES CUALESQUIERA SOMETIDAS A TORSION. TABLAS 6.24 y 6.25	285
6.10	FLUJOGRAMA 6.2 PARA EL DISEÑO DE SECCIONES SOMETIDAS A TORSION . EJEMPLO 6.5	287 291
6.11	MENSULAS: ASPECTOS GENERALES	295
6.12	FLUJOGRAMAS 6.3 a 6.5 PARA EL DISEÑO DE MENSULAS.....	297
6.13	EJEMPLOS 6.6 a 6.9	302

CAPITULO 7 <u>LOSAS Y PLACAS</u>		
7.1	ASPECTOS GENERALES	311
7.2	LOSAS MACIZAS ARMADAS EN UNA DIRECCION. TABLAS 7.1 a 7.6	315
7.3	LOSAS NERVADAS ARMADAS EN UNA DIRECCION. TABLAS 7.7 y 7.8	324
7.4	LOSAS NERVADAS ARMADAS EN DOS DIRECCIONES. TABLAS 7.9 y 7.10 .	327
7.5	LOSAS RETICULARES. TABLAS 7.11 a 7.32	331
	EJEMPLO 7.1	385
7.6	PLACAS MACIZAS ARMADAS EN DOS DIRECCIONES. TABLAS 7.33 a 7.41 .	392
	EJEMPLO 7.2	401
7.7	PLACAS RECTANGULARES APOYADAS SOBRE TRES LADOS. TABLAS 7.42 a 7.45	404
7.8	PLACAS TRIANGULARES. TABLA 7.46	408



	Pág.
7.9 LOSAS CIRCULARES. TABLAS 7.47 a 7.54	409
7.10 LOSAS ANULARES. TABLAS 7.55 a 7.68	421
EJEMPLOS 7.3 y 7.4	439

CAPITULO 8 ESCALERES HELICOIDALES, VIGAS EN BALCON Y
VIGAS DE PLANTA CIRCULAR.

8.1	ESCALERAS HELICOIDALES: ASPECTOS GENERALES	445
	COEFICIENTES PARA EL CALCULO DE SOLICITACIONES. TABLAS 8.1 a 8.28	448
	EJEMPLO 8.1	476
8.2	VIGA EN BALCON CIRCULAR: TABLAS 8.29 a 8.40	477
	EJEMPLO 8.2	486
8.3	VIGA EN BALCON CON DOS QUIEBRES: TABLAS 8.41 a 8.52	488
	EJEMPLO 8.3	495
8.4	VIGA DE PLANTA CIRCULAR: ASPECTOS GENERALES	496
	COEFICIENTE PARA EL CALCULO. TABLA 8.53	498
	EJEMPLO 8.4	499

CAPITULO 9 FUNDACIONES, CABEZALES, MUROS DE SOSTENIMIENTO
Y MUROS DE GRAVEDAD.

9.1	ASPECTOS GENERALES	503
9.2	DISEÑO DE FUNDACIONES DIRECTAS, AISLADAS Y CUADRADAS. TABLAS 9.1 a 9.38	509
	EJEMPLO 9.1	547
9.3	APLICACIÓN DE LAS TABLAS A FUNDACIONES RECTANGULARES	548
	EJEMPLO 9.2	549
9.4	APLICACION DE LAS TABLAS A FUNDACIONES SOMETIDAS A CARGA AXIAL Y MOMENTO. ABACOS 9.1 a 9.12	550
9.5	CABEZALES PARA PILOTES SOMETIDAS A CARGA AXIAL: ASPECTOS GENERALES	563
	CARACTERÍSTICAS PILOTES MAS USUALES. TABLA 9.39	565



	Pág.
CAPACIDADES DE CARGA DE CABEZALES DE PILOTES. TABLA 9.40	568
DISEÑO DE CABEZALES. TABLAS 9.41 a 9.50	569
9.6 APLICACIÓN DE LAS TABLAS A CABEZALES PARA PILOTES SOMETIDOS A CARGA AXIAL Y MOMENTO	581
EJEMPLOS 9.3 y 9.4	583
9.7 MUROS DE SOSTENIMIENTO:	
ASPECTOS GENERALES	588
DIMENSION Y REFUERZOS. TABLAS 9.51 a 9.54	591
9.8 MUROS DE GRAVEDAD. FIGURAS 9.1 a 9.7	598
9.9 ACCIÓN SISMICA SOBRE MUROS. TABLA 9.55	601
9.10 DETALLES CONSTRUCTIVOS	603
 CAPITULO 10 <u>MUROS ESTRUCTURALES</u>	
10.1 ASPECTOS GENERALES	607
10.2 ANALISIS DE MUROS ESTRUCTURALES SOMETIDOS A FLEXO-COMPRESION. ARCOS 10.1 a 10.20	600
EJEMPLO 10.1	648
 CAPITULO 11 <u>CRITERIOS DE ESTRUCTURACION. CONFIGURACION ESTRUCTURAL.</u>	
11.0 FLUJOGRAMA DEL DISEÑO ESTRUCTURAL	651
11.1 CRITERIOS GENERALES PARA LA ELECCION DEL SISTEMA ESTRUCTURAL EN EDIFICIOS DE CONCRETO ARMADO	653
11.2 IDEAS GENERALES SOBRE LA ELECCION DEL SISTEMA ESTRUCTURAL	655
11.3 ELECCION DEL TIPO DE ENTREPISO	655
11.4 UBICACION DE COLUMNAS Y VIGAS	657
11.5 ELECCION DEL SISTEMA RESISTENTE A FUERZAS HORIZONTALES	658
11.6 DIMENSIONAMIENTO	661
11.7 CONFIGURACION ESTRUCTURAL: PROBLEMAS Y SOLUCIONES. FIGURAS 11.1 a 11.20	671
11.8 TIPOLOGIAS ESTRUCTURALES. FIGURAS 11.21 a 11.33	691



CAPITULO 12 <u>GUIA PARA EL USO DE LA NORMA PARA EDIFICACIONES ANTISISMICAS Y PRESCRIPCIONES ESPECIALES PARA EL DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES</u>	Pág.
12.1 FLUJOGRAMA 12.1 PARA EL USO DE LA NORMA	707
12.2 MAPA DE ZONIFICACION SISMICA. LAMINA 12.1	708
12.3 RESUMEN ESQUEMATICO DE LA NORMA: GUIA PARA SU USO	710
12.4 PRESCRIPCIONES ESPECIALES	735
12.5 EJEMPLO 12.1	746
12.6 EJEMPLO 12.2	758
 CAPITULO 13 <u>DETALLES DEL ARMADO PARA EL DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE EDIFICACIONES ANTISISMICAS</u>	
DETALLES DEL ARMADO DE LOSAS MACIZAS. FIGURA 13.1	767
DETALLES DEL ARMADO DE LOSAS NERVADAS. FIGURA 13.2	767
DETALLES DEL ARMADO DE LOSAS ESCALERAS. FIGURA 13.3	768
DETALLES DEL ARMADO DE VIGAS DE PORTICOS DUCTILES. FIGURAS 13.4 y 13.5	769
DETALLES DEL ARMADO DE COLUMNAS DE PORTICOS DUCTILES. FIGURAS 13.6 a 13.8	771
DETALLES DEL ARMADO DE FUNDACIONES DIRECTAS. FIGURA 13.9	775
DETALLES DEL ARMADO DE CABEZALES. FIGURAS 13.10 a 13.13	776
DETALLES DEL ARMADO DE VIGAS DE RIOSTRAS. FIGURAS 13.14 y 13.15	780
 CAPITULO 14 <u>GUIA PARA EL USO DE LA NORMA DEL VIENTO EN EL PROYECTO DE EDIFICACIONES.</u>	
14.1 FLUJOGRAMA 14.1 PARA EL USO DE LA NORMA	785
14.2 RESUMEN ESQUEMATICO	786

CAPÍTULO 15 GUÍA PARA LA PRESENTACIÓN DE CÁLCULOS Y PLANOS ESTRUCTURALES.

	Pág.
15.1 ORDEN NUMÉRICO DE LOS CÁLCULOS ESTRUCTURALES	797
15.2 ORDEN NUMÉRICO DE LOS PLANOS ESTRUCTURALES	798
15.3 FORMATO PARA LÁMINAS DE DIBUJO. FIGURAS 15.1 a 15.3	800

CAPÍTULO 16 DISEÑO DE MEZCLAS DE CONCRETO

16.1 ASPECTOS GENERALES	807
16.2 CRITERIOS DE SELECCIÓN DE LAS PROPORCIONES	807
16.3 TABLAS 16.1 y 16.2	809
16.4 FLUJOGRAMA 16.1 PARA LA PROPORCIÓN DE LA MEZCLA PARA UNA RESISTENCIA DADA	810
16.5 EJEMPLO 16.1	811

ANEXOS A.1 <u>MEDICIONES DE EDIFICIOS: OBRAS DE ESTRUCTURA</u>	817
A.2 <u>RESISTENCIA DEL CONCRETO A LA ACCIÓN DEL FUEGO</u> ...	847
A.3 <u>ÍNDICE ALFABÉTICO</u>	851
A.4 <u>CURVAS DE ESPESORES DE SUELOS PARA EL VALLE DE CARACAS. LÁMINAS A.4.1 a A.4.7</u>	863
A.5 <u>FORMA DE PRESENTACIÓN DE LOS PLANOS ESTRUCTURALES DE UN EDIFICIO. LÁMINAS A.5.1 a A.5.16</u>	872

BIBLIOGRAFÍA GENERAL

- 1.- American Concrete Institute. Comité 340. "Design Handbook". Volumen 1. Publicación SP-17 (81). ACI, 1981, 508 págs.
- 2.- American Concrete Institute. Comité 340. "Design Handbook". Volumen 2. Publicación SP-17A (78). ACI, 1978, 214 págs.
- 3.- American Concrete Institute. Comité 315. "ACI Detailing Manual - 1980". Publicación SP-66. ACI, 1980, 206 págs.
- 4.- American Concrete Institute. Comité 340. "Slab Design". Publicación SP-17 (73) (S). ACI, 1978, 134 págs.
- 5.- Applied Technology Council, ATC. "Tentative Provisions for the Development of Seismic Regulations for Building". Publicación ATC 3-06 - 1978. 505 págs.
- 6.- Arnal, Henrique y Paparoni, Mario. "Guía para el Proyecto Antisísmico de Edificios Prefabricados". Ediciones BANAP. Caracas, 1978.
- 7.- Arnold, Christopher; Reitherman, Robert. "Building Configuration & Seismic Design". John Wiley and Sons. Inc. New York, 1982, 296 págs.
- 8.- Beton Kalender. Ed. Wilhelm Ernst & Sohn, Berlín, 1952.
- 9.- Bincy Kumar Chatterjee. "Theory and Design of Concrete Shells". Ed. Eduard Arnold Ltd. Londres, 1971.
- 10.- Comisión de Normas de Estructuras para Edificaciones del Ministerio del Desarrollo Urbano. "Estructuras de Concreto Armado para Edificios, Análisis y Diseño". COVENIN-MINDUR 1753-81 Caracas, 1981.
- 11.- Comisión de Normas de Estructuras para Edificaciones del Ministerio del Desarrollo Urbano. "Edificaciones Antisísmicas". COVENIN-MINDUR 1756, Caracas, 1982.
- 12.- Comisión de Normas de Estructuras para Edificaciones del Ministerio del Desarrollo Urbano. "Acciones Mínimas para el Proyecto de Edificaciones". COVENIN-MINDUR 2002, Caracas, 1983.



- 13.- Comisión de Norma de Estructuras para Edificaciones del Ministerio del Desarrollo Urbano. "Norma para el Cálculo de la Acción del Viento en el Proyecto de Edificaciones". COVENIN-MINDUR, en preparación.
- 14.- Comisión Presidencial para el Estudio del Sismo. FUNVISIS. "Segunda fase del Estudio del Sismo ocurrido en Caracas, el 29 de julio de 1967. Ministerio de Obras Públicas. Caracas, 1978.
- 15.- Council on Tall Buildings and Urban Habitat. "Tall Building Criteria and Loading". Volúmenes S.C., C.B., C.L., Monograph of Planning and Design of Tall Buildings". American Society of Civil Engineers, New York, 1980.
- 16.- Dowrick, D.J. "Earthquake Resistent Design". John Wiley and Sons Inc., New York, 1977, 374 págs.
- 17.- Elwyn E. Scelye. "Design". Ed. John Wiley and Sons, Inc. Londres, 1945.
- 18.- Fintel, Mark. Editor. "Handbook of Concrete Engineering". Van Nostrand Reinhold Co., New York, 1974, 801 págs.
- 19.- Franz Schuster. Escaleras. Ed. Blume, Barcelona, 1964.
- 20.- Guerrin, A. "Traite de Beton Armé". Dunod. Tomo 3. París, 1969, 322 págs.
- 21.- Heliacero. "Tablas para el Diseño de Fundaciones Cuadradas de Concreto Armado". Caracas, 1975.
- 22.- Hsu y Kemp. "Tentative Design Criteria for Torsion". ACI Journal V 66, N° 1, enero de 1969. Detroit, Estados Unidos.
- 23.- Le Covec, J. "Momento d'emploi des Regles B.A. 1960". Ed. Dunod - París, 1964.
- 24.- Mattock, A.H. "How to Design for Torsion". Special Publication N° 18 "Torsion of Structural Concrete". American Concrete Institute. Detroit, 1968.



- 25.- Ministerio de Obras Públicas. "Manual para Cálculo de Edificios". Ed. Cooperativa de Artes Gráficas. Caracas, 1944.
- 26.- Merriman y Wiggin. "American Civil Engineers' Handbook". Ed. John Wiley and Sons. New York, 1930.
- 27.- Park, R. y Paulay, L. "Reinforced Concrete Structures". Ed. Wiley - Interscience. New York, 1975.
- 28.- Porrero, Joaquín; Ramos, Carlos; Grases, José. "Manual del Concreto Fresco". 2a Edición. AVESIPÉ. Caracas, 1979. 217 págs.
- 29.- Portland Cement Association. "Notes on ACI 318-77". PCA, 1980.
- 30.- Prestressed Concrete Institute. "PCI Design Handbook". 1ª Edición. Illinois, 1972.
- 31.- Rice, Paul F.; Hoffman, Eduard S. "Structural Design Guide to the ACI Building Code. 2a Edición. Van Nostrand Reinhold Co., New York, 1979, 470 págs.
- 32.- Unidad de Investigación del Ministerio del Desarrollo Urbano. "Especificaciones, Codificación y Medición". Sector Construcción. Parte II Edificios. COVENIN-MINDUR 2000-80 Caracas, 1980.

CAPITULO

1

*Tablas de
Uso General*





En el presente listado se incluye las notaciones correspondientes a las Normas de "Estructuras de Concreto Armado para Edificios - Análisis y Diseño" - COVENIN - MINDUR 1753-81; "Edificaciones Antisísmicas" COVENIN - MINDUR 1756-80 82; "Acciones Mínimas para el Proyecto de Edificaciones" - COVENIN - MINDUR.

- A = Área efectiva del concreto en tracción que rodea la armadura de flexión traccionada, y que tiene el mismo baricentro que tal armadura, dividida por el número de barras o alambres, cm^2 . Cuando la armadura de flexión se compone de barras o alambres de diferentes diámetros, el número de barras o alambres se calculará como el área total de la armadura dividido por el área del alambre o barra más grande que se utilice.
- A_b = Área de una barra individual, cm^2 .
- A_c = Área de la sección de concreto que resiste transferencia de corte, cm^2 .
- A_c = Área del núcleo de un miembro comprimido zunchado, medida hasta el diámetro exterior del zuncho, cm^2 .
- A_c = Área de concreto que resiste la fuerza cortante e igual al producto del espesor del alma por la altura total de la sección.
- A_d = Ordenada del espectro de diseño expresada como fracción de la aceleración de gravedad.
- A_g = Área total de la sección, cm^2 .
- A_j = Área de la junta, cm^2 .
- A_n = Área de la armadura de corte paralelas a las armaduras de flexión traccionadas, cm^2 .
- A_ℓ = Área total de las armaduras longitudinales que resisten torsión, cm^2 .
- A_o = Aceleración máxima del terreno expresada como una fracción de la aceleración de la gravedad.



- A_s = Área de la armadura en tracción, cm^2 .
 A'_s = Área de la armadura en compresión, cm^2 .
 A_t = Área de perfil de acero estructural, tubo o perfiles tubulares en una sección mixta, cm^2 .
 A_{t_1} = Área de una rama de estribo cerrado que resiste torsión dentro de una distancia s , cm^2 .
 A_v = Área de las armaduras de corte dentro de una distancia s , o áreas de las armaduras de corte perpendiculares al refuerzo de flexión en tracción dentro de una distancia s , para vigas-pared sometidas a flexión, cm^2 .
 A_w = Área de un alambre individual que se va a desarrollar o a emplear, cm^2 .
 A_{ch} = Área de la sección transversal de un miembro, medido de la armadura transversal hacia afuera, cm^2 .
 A_{sa} = Proyección sobre A_c del área total de armadura que atraviesa el plano que contiene A_c .
 A_{sh} = Área total de la sección transversal de ligaduras cerradas.
 A_{st} = Área total de la armadura longitudinal, (barras o perfiles de acero), cm^2 .
 A_{vf} = Área de las armaduras de corte por fricción, cm^2 .
 A_{vf} = Área total del refuerzo normal a la junta de construcción.
 A_{vh} = Área de las armaduras de corte paralelas al refuerzo de flexión en tracción, dentro de una distancia s_2 , cm^2 .
 A_1 = Área cargada.
 A_2 = Área máxima de la base de un tronco de pirámide o cono contenido completamente dentro del apoyo que es geoméricamente similar y concéntrica con el área cargada.
 B = Ancho de la planta en la dirección normal a la analizada.



- C = Cohesión.
 C = Coeficiente sísmico.
 CP = Cargas permanentes, o momentos y fuerzas internos relacionados con ellas.
 CV = Cargas variables, o momentos y fuerzas internos relacionados con ellas.
 C_m = Factor que relaciona el diagrama de momento real con un diagrama equivalente de momento uniforme.
 C_p = Coeficientes sísmicos de elementos o partes de estructuras.
 C_t = Factor que relaciona las propiedades de los esfuerzos constantes y de torsión.

$$= \frac{b_w d}{\sum y}$$

 C_u = Coeficiente de uniformidad de suelos.
 D = Factor de ductilidad.
 E_c = Módulo de elasticidad del concreto, kg/cm^2 .
 E_d = Empuje dinámico.
 E_s = Módulo de elasticidad de la armadura, kg/cm^2 .
 E_{cb} = Módulo de elasticidad del concreto de la viga, kg/cm^2 .
 E_{cs} = Módulo de elasticidad del concreto de la losa, kg/cm^2 .
 ED = Efecto debido al empuje del suelo u otro material bajo condiciones dinámicas.
 EI = Rigidez a la flexión de un miembro comprimido.



F	= Presión lateral de líquidos, o momentos y fuerzas internos relacionados con ellas.
F	= Fuerza lateral.
F_p	= Fuerzas debidas a la acción sísmica sobre partes de edificaciones u otras estructuras.
F_t	= Fuerza lateral concentrada en el último nivel considerado.
H	= Empuje lateral de tierra, o momentos y fuerzas internos relacionados con él.
I	= Momento de inercia de la sección que resiste las cargas mayores.
I_b	= Momento de inercia baricéntrico de la sección total de la viga, calculado sin tomar en cuenta la placa a los lados de la viga.
I_e	= Momento de inercia efectivo para el cálculo de la flecha.
I_g	= Momento de inercia de la sección total del concreto alrededor del eje que pasa por el baricentro despreciando la armadura.
I_s	= Momento de inercia baricéntrico de la sección total de la franja de placa comprendida entre las líneas medias de los paneles adyacentes a la viga, y sin tomar en cuenta la sección de la viga.
I_t	= Momento de inercia del perfil de acero estructural, tubo o perfil tubular, alrededor del eje que pasa por el baricentro de la sección transversal de un miembro mixto.
I_{cr}	= Momento de inercia de la sección agrietada, transformada a concreto.



I_{se}	= Momento de inercia de la armadura alrededor del eje que pasa por el baricentro de la sección transversal del miembro.
K	= Rigidez lateral de un determinado nivel.
K_b	= Rigidez de la viga.
K_{b1}, K_{b2}	= Rigideces de las vigas a uno y otro lado de la columna.
K_{c1}	= Rigidez de la columna superior.
K_{c2}	= Rigidez de la columna inferior.
K_T	= Rigidez torsional de un determinado nivel.
L	= Mayor dimensión de la planta en la dirección analizada.
M_a	= Momento máximo en un miembro, para la etapa en la que se está calculando la flecha.
M_c	= Momento mayorado a utilizar para el diseño del miembro comprimido.
M_m	= Momento modificado.
$M_{máx}$	= Momento mayorado máximo en la sección, debido a las cargas aplicadas externamente.
M_n	= Resistencia nominal a momento en una sección, kg-cm. = $A_s f_y (d - a/2)$.
M_o	= Momento estático mayorado total.
M_p	= Momento plástico requerido de la sección transversal de una parrilla.
M_t	= Momento torsor.



M_u	= Momento mayorado en la sección.
M_v	= Momento resistente de una parrilla.
M_1	= Valor del menor momento mayorado en el extremo de un miembro comprimido, calculado según un análisis convencional elástico de pórticos, positivo si el miembro se deforma con una sola curvatura, negativo si se deforma con curvatura doble.
M_2	= Valor del mayor momento mayorado en el extremo de un miembro comprimido, calculado según un análisis convencional elástico de pórticos, siempre positivo.
M^E	= Momento transmitido por la viga suponiendo empotramiento perfecto.
ΔM^E	= Máxima diferencia entre los momentos en los extremos de las dos vigas que inciden en la columna por sus caras opuestas, con los otros extremos rígidamente empotrados, suponiendo una de las vigas cargada y la otra no.
M_{c1}	= Momento en la base de la columna superior.
M_{c2}	= Momento en el tope de la columna inferior.
M_{cr}	= Momento de agrietamiento por flexión en una sección.
N	= Número de niveles de una edificación.
N_u	= Carga axial mayorada que se presenta simultáneamente con V_u ; positiva para compresión, negativa para tracción, incluye los efectos de tracción ocasionados por la fluencia y la retracción.
N_{uc}	= Fuerza de tracción mayorada que actúa simultáneamente con V_u sobre la ménsula, positiva para tracción.



N_1	= Número de modos a considerar en el análisis dinámico.
P_b	= Resistencia nominal a carga axial, en condiciones de deformación balanceada.
P_c	= Carga crítica.
P_j	= Suma algebraica de las fuerzas de gravedad y sísmicas normales a la superficie de la junta y actúan simultáneamente con la fuerza cortante.
P_n	= Resistencia nominal a carga axial para una excentricidad dada.
P_o	= Resistencia nominal a carga axial para una excentricidad igual a cero.
P_u	= Carga axial mayorada para una excentricidad dada $\leq \phi P_n$.
P_{nw}	= Resistencia nominal a carga axial de un muro.
$P-\Delta$	= Efecto de segundo orden.
K	= factor de reducción de respuesta.
S	= Cargas sísmicas, o momentos y fuerzas internos relacionados con ellas.
T	= Efectos estructurales acumulados de temperatura, fluencia, retracción de fraguado y asentamientos diferenciales.
T	= Período fundamental de la edificación en segundos.
T_a	= Período fundamental en segundos, estimado en base a relaciones empíricas.
T_c	= Momento torsor resistente nominal atribuido al concreto.
T_n	= Momento torsor resistente nominal.
T_s	= Momento torsor resistente nominal atribuido al refuerzo de torsión.
T_u	= Momento de torsión mayorado en la sección.



T^*	= Valor máximo del período en el intervalo donde los espectros de diseño tienen un valor constante, en segundos.
U	= Resistencia requerida para soportar las cargas mayoradas o los momentos y fuerzas internos relacionados con ellas.
U	= Resistencia última.
V	= Fuerza cortante.
V_c	= Fuerza de corte nominal resistida por el concreto.
V_d	= Fuerza cortante en la sección debida a carga permanente no mayorada.
V_i	= Fuerza cortante mayorada en la sección debida a las cargas aplicadas externamente que se presenta simultáneamente con $M_{\text{máx}}$.
V_j	= Fuerza cortante mayorada en la junta de construcción.
V_n	= Resistencia nominal al corte.
V_o	= Fuerza cortante en la base.
V_o	= Fuerza cortante en la cara del apoyo proveniente de las cargas verticales debidamente mayoradas, determinada en la hipótesis de que la pieza estuviese simplemente apoyada.
V_s	= Resistencia nominal al corte atribuida a las armaduras de corte.
V_u	= Fuerza cortante mayorada en una sección.
V_u	= Fuerza cortante de diseño en la junta suponiendo que el esfuerzo en las armaduras a tracción de las vigas es igual a $1.25 f_y$.
V_{ci}	= Resistencia nominal a corte atribuida al concreto cuando el agrietamiento diagonal resulta de la combinación de corte y momento.
V_{cw}	= Resistencia nominal a corte atribuida al concreto, cuando el agrietamiento diagonal resulta del exceso del esfuerzo de tracción principal en el alma.
V_{nh}	= Resistencia nominal a corte horizontal.



W	= Carga de viento, o momentos y fuerzas internos relacionados con ella.
W	= Peso total de la edificación por encima del nivel de base.
W_p	= Peso de elementos o partes de estructuras.
W_u	= Carga mayorada por unidad de longitud de viga o por área unitaria de placa o losa.
a	= Luz corte: distancia entre la carga concentrada y la cara del apoyo.
a	= Altura del bloque rectangular equivalente de esfuerzos.
a	= Flecha máxima de un miembro bajo la carga de ensayo, con respecto a la línea recta que une sus apoyos o del extremo libre de un voladizo con respecto a su apoyo, cm.
a_d	= Factor de amplificación debido a efectos de segundo orden.
b	= Ancho de la zona comprimida del miembro, cm.
b_o	= Perímetro de la sección crítica para placas y zapatas, cm.
b_v	= Ancho de la sección transversal en la superficie de contacto, para el cálculo del corte horizontal.
b_w	= Ancho del alma, o diámetro de una sección circular, cm.
c	= Distancia desde la fibra extrema comprimida hasta el eje neutro, cm.
c_i	= Dimensión de la columna, capitel o ménsula de sección rectangular o rectangular equivalente, medida en la dirección de la luz para la cual se determinan los momentos, cm.



- c_2 = Dimensión de la columna, capitel o ménsula de sección rectangular equivalente, medida transversalmente a la dirección de la luz para la cual se determinan los momentos, cm.
- d = Distancia desde la fibra extrema comprimida hasta el centroide de la armadura a compresión, cm.
- d = Distancia desde la fibra extrema comprimida hasta el baricentro de la armadura en tracción para la sección compuesta total, cm.
- d = Distancia desde la fibra extrema comprimida hasta el baricentro del refuerzo longitudinal en tracción, cm. (Para secciones circulares, d no necesita ser menor que la distancia desde la fibra extrema comprimida hasta el baricentro del refuerzo en tracción de la mitad opuesta del miembro).
- d_b = Diámetro nominal de la barra o alambre, cm.
- d_c = Espesor del recubrimiento de concreto medido desde la fibra extrema traccionada hasta el centro de la barra o alambre ubicado más cerca de ella, cm.
- d_p = Diámetro del pilote a nivel del cabezal.
- d_s = Distancia desde la fibra extrema traccionada hasta el centroide de la armadura a tracción, cm.
- e = Excentricidad estática.
- f'_c = Resistencia especificada del concreto en compresión kg/cm^2 .
- $\sqrt{f'_c}$ = Raíz cuadrada de la resistencia especificada del concreto en compresión, kg/cm^2 .
- f_d = Esfuerzo debido a la carga permanente no mayorada, en la fibra extrema de la sección donde el esfuerzo de tracción se debe a cargas aplicadas externamente, kg/cm^2 .



- f_r = Módulo de rotura del concreto, kg/cm^2 .
- f_s = Esfuerzo calculado en la armadura, bajo cargas de servicio, kg/cm^2 .
- f_y = Resistencia cedente especificada de las armaduras en tracción, kg/cm^2 .
- f_{cr} = Resistencia promedio a usarse como base para seleccionar la dosificación del concreto, kg/cm^2 .
- f_{ct} = Resistencia promedio a la tracción indirecta del concreto de agregado liviano, kg/cm^2 .
- f_{yh} = Resistencia cedente especificada de la armadura transversal, kg/cm^2 .
- g = Aceleración de la gravedad = 9.81 m/seg^2 .
- h = Espesor total del miembro, cm.
- h = Altura.
- h_c = Dimensión transversal del núcleo de la columna medido centro a centro de la armadura confinada.
- h_c = Espesor de la pared en secciones rectangulares en cajón.
- h_v = Espesor total de la sección transversal de una parrilla, cm.
- h_w = Altura total del muro desde la base hasta la parte superior, cm.
- k = Factor de longitud efectiva para miembros comprimidos.
- ℓ = Luz de cálculo para vigas o losas en una dirección; saliente libre de voladizos, cm.
- ℓ_a = Longitud de desarrollo adicional en el apoyo, o en el punto de inflexión, cm.
- ℓ_c = Altura libre del muro.
- ℓ_d = Longitud de desarrollo, cm.
- ℓ_{cs} = Longitud de anclaje de barras con gancho estandar de 90° .
- ℓ_{ah} = Longitud de anclaje de barras rectas.



- ℓ_{dh} = Longitud de desarrollo de los ganchos estándar en tracción, cm.
- ℓ_{hb} = Longitud básica de desarrollo de los ganchos estándar en tracción, cm.
- ℓ_n = Longitud de la luz libre en la dirección en la cual se determinan los momentos, medida cara a cara de los apoyos.
- ℓ_n = Luz libre en la dirección más larga para construcciones armadas en dos direcciones, medida cara a cara de los apoyos en placas sin vigas y medida cara a cara de las vigas u otros apoyos en los demás casos.
- ℓ_n = Luz libre.
- ℓ_n = Luz libre para momentos positivos o fuerzas cortantes y promedio de luces libres adyacentes para momentos negativos.
- ℓ_t = Luz de un miembro bajo la carga de ensayo (luz más corta de los paneles de placas con o sin vigas de apoyo). Excepto lo establecido en la Sección 17.4.9., luz de un miembro es la distancia entre los centros de los apoyos, o la distancia libre entre ellos, más el espesor del miembro, el que sea menor, cm.
- ℓ_u = Longitud no soportada del miembro comprimido.
- ℓ_v = Longitud del brazo de una parrilla desde el baricentro de la carga concentrada o reacción, cm.
- ℓ_w = Longitud horizontal del muro, cm.
- ℓ_1 = Longitud de la luz en la dirección en la cual se determinan los momentos, medida centro a centro de los apoyos.
- ℓ_2 = Longitud de la luz transversal a ℓ_1 , medida centro a centro de los apoyos.



- m = Factor de modificación de cortantes.
- n = Índice de vacíos.
- p = Exponente que define la rama descendente del espectro.
- q = Cuantía mecánica = $p \frac{f_y}{f'_c}$.
- r = Radio de giro de la sección transversal de un miembro comprimido.
- r = Radio de giro del piso.
- s = Separación de las armaduras de corte o de torsión en dirección paralela al refuerzo longitudinal, cm.
- s_w = Separación del alambre que se va a desarrollar, o empalmar, cm.
- s_1 = Separación de las armaduras verticales en el muro, cm.
- s_2 = Separación de las armaduras de corte o de torsión en dirección perpendicular al refuerzo longitudinal o de las armaduras horizontales en el muro, cm.
- \bar{s} = Desviación estándar de ensayos de resistencia individuales, kg/cm².
- v_c = Esfuerzo cortante nominal absorbido por el concreto, kg/cm².
- v_s = Esfuerzo cortante nominal absorbido por los estribos, kg/cm².
- v_u = Esfuerzo cortante nominal, kg/cm².
- w = Carga de diseño por unidad de longitud de viga o por unidad de área de losa.
- w_c = Peso unitario del concreto, kg/m³.



- w_p = Carga permanente por unidad de área.
- w_u = Carga mayorada por unidad de área.
- w_v = Carga variable por unidad de área.
- x = Dimensión total menor de una parte rectangular de una sección transversal.
- x_1 = Dimensión más corta centro a centro de un estribo rectangular cerrado.
- $\{x^2y$ = Propiedades de la sección sometida a torsión.
- y = Dimensión total mayor de una parte rectangular de una sección transversal.
- y_1 = Dimensión más larga, centro a centro, de un estribo rectangular cerrado.
- y_t = Distancia del eje baricéntrico de la sección total, despreciando las armaduras (paralelo al eje neutro) hasta la fibra extrema en tracción.
- z = Cantidad que limita la distribución de la armadura de flexión.
- Δ = Desplazamiento lateral total incluido los efectos inelásticos; el subíndice e denota la parte elástica del mismo.
- θ = Coeficiente de estabilidad.
- ϕ_{im} = Coordenada modal del nivel i en el modo m .
- α = Coeficiente que cuantifica la relación entre la rigidez de la placa. Se calcula como:

$$\frac{E_{cb} \zeta_b}{E_{cs} I_s}$$



- α = Relación de la rigidez a flexión de la sección de la viga a la rigidez a flexión de un ancho de losa limitado lateralmente por la línea central del panel adyacente (si lo hay) a cada lado de la viga.
- α = Angulo entre los estribos inclinados y el eje longitudinal del miembro.
- α = Coeficiente de uso.
- α_m = Valor promedio de α para todas las vigas en los bordes de un panel.
- α_t = Coeficiente definido como una función de y_1/x_1 .
- α_v = Relación de la rigidez del brazo de la parrilla a la sección de la placa mixta que lo rodea.
- β = Relación de la luz libre en la dirección larga a la luz libre en la dirección corta de placas.
- β = Relación del lado largo al corto de la zapata o cabezal.
- β = Factor de magnificación promedio.
- β_b = Relación del área de las armaduras interrumpidas al área total de barras sometidas a tracción en la sección.
- β_c = Relación del lado largo al lado corto del área de carga concentrada o de reacción.
- β_d = Relación del máximo momento mayorado de la carga permanente al máximo momento mayorado de la carga total, siempre positiva.
- β_s = Relación de la longitud de los bordes continuos al perímetro total de un panel de placa.



- β_1 = Factor definido en la Sección 10.2.7.
 γ = Peso unitario.
 γ_f = Fracción de momento no equilibrado transferido por flexión en las uniones placa-columna.
 γ_s = Peso específico aparente del terreno.
 γ_t = Fracción del momento transferido por flexión en las uniones losa-columna.
 γ_v = Fracción del momento no balanceado transferido por excentricidad de corte en las conexiones losa-columna.
 $\quad = 1 - \gamma_f$
 δ = Ángulo de rozamiento entre el terreno y el muro.
 δ = Factor de magnificación del momento flector.
 δ = Diferencia entre los desplazamientos totales (Δ) entre dos niveles consecutivos.
 ϵ_{kj} = Factor de acoplamiento de los modos k y j .
 μ = Coeficiente de fricción.
 μ = Factor de modificación de cortantes.
 ν = Valor genérico de diseño.
 ρ = Cuantía relativa de la armadura en tracción.
 $\quad = A_s/bd$
 ρ = Factor de reducción de volcamiento.
 ρ_a = Cociente A_{sa}/A_c



- ρ_b = Cuantía de la armadura que produce condiciones de deformación balanceada.
 ρ_g = Relación de la armadura total al área total de la sección transversal de la columna.
 ρ_h = Relación del área de las armaduras horizontales de corte al área total de concreto de la sección vertical.
 ρ_n = Relación del área de las armaduras verticales de corte al área total de concreto de la sección horizontal.
 ρ_s = Relación del volumen de la armadura de los zunchos al volumen total del núcleo (medido por la parte exterior de los zunchos) en un miembro comprimido zunchado.
 ρ_s = Cuantía de la armadura helicoidal.
 ρ_v = $(A_s + A_n)/bd$.
 ρ_w = $A_s/b_w d$.
 ρ' = Cuantía relativa de la armadura en compresión.
 $\quad = A'_s/bd$
 τ = Factor de amplificación dinámica del momento torsor.
 ϕ = Factor de minoración de resistencia.
 ϕ = Ángulo de rozamiento interno.

En casos particulares la NOTACION aparece en el tema correspondiente.



EL SISTEMA INTERNACIONAL DE UNIDADES (SI)

- 1) Emplea siete unidades básicas que son:

Longitud: metro (m)

Masa: kilogramo (kg)

Tiempo: segundo (s)

Intensidad de corriente eléctrica: amperio (A)

Temperatura: kelvin (K)

Cantidad de materia: mol (mol)

Intensidad luminosa: candela (cd).

- 2) Existen las siguientes unidades suplementarias:

Ángulo plano: radian (rad)

Ángulo sólido: estereoradián (sr).

- 3) Existen unidades SI derivadas obtenidas combinando las unidades básicas; por ejemplo:

Superficie: metro cuadrado (m^2)Volumen: metro cúbico (m^3)

Velocidad: metro por segundo (m/s)

Aceleración: metro por segundo cuadrado (m/s^2)Densidad: kilogramos por metro cúbico (kg/m^3)Volumen específico: metros cúbicos por kilogramo (m^3/kg).

- 4) Existen unidades SI derivadas que tienen nombre especial y símbolo especial; por ejemplo:

Frecuencia: hertz, Hz ; (s^{-1})Fuerza: newton, N ; ($kg \cdot m/s^2$)Presión: pascal, Pa ; (N/m^2 ; kg/ms^2)Energía, trabajo, cantidad de calor: joule, J ; (Nm ; $m^2 \cdot kg/s^2$)Potencia: watt, W ; (J/s ; $m^2 \cdot kg/s^3$).

- 5) De las unidades SI derivadas que tienen nombre especial, de acuerdo con el punto anterior, pueden obtenerse otras unidades SI derivadas, tales como las siguientes:

Velocidad dinámica: pascal-segundo, Pas ; (kg/ms)Momento de una fuerza: newton-metro, Nm ; ($kg \cdot m^2/s^2$)Tensión superficial: newton por metro, N/m ; (kg/s^2).

- 6) De las unidades SI suplementarias pueden derivarse unidades como las siguientes:

Velocidad angular: radianes por segundo ; (rad/s)Aceleración angular: radianes por segundo cuadrado ; (rad/s^2).

- 7) Para los múltiplos decimales de las unidades SI se han adoptado los prefijos, símbolos y factores de mayoración siguientes:

exa	E	10^{18}
peta	P	10^{15}
tera	T	10^{12}
giga	G	10^9
mega	M	10^6
kilo	k	10^3
hecto	h	10^2
deca	da	10

- 8) Para los submúltiplos decimales de las unidades SI, se han adoptados los prefijos símbolos y factores de minoración siguientes:

deci	d	10^{-1}
centi	c	10^{-2}
mili	m	10^{-3}
micro	u	10^{-6}
nano	n	10^{-9}
pico	p	10^{-12}
fento	f	10^{-15}
ato	a	10^{-18}



- 9) Existen, en campos específicos, múltiplos y submúltiplos de unidades SI que no son decimales. Ejemplo:

Para el ángulo plano:

vuelta, tr ; $1 \text{ tr} = 2 \pi \text{ rad}$

grado, ° ; $1^\circ = \frac{\pi}{180} \text{ rad}$

minuto de ángulo, ' ; $1' = \frac{\pi}{10800} \text{ rad}$

segundo de ángulo, " ; $1'' = \frac{\pi}{648000} \text{ rad}$

Para el tiempo:

día, d ; $1 \text{ d} = 86400 \text{ s}$

hora, h ; $1 \text{ h} = 3600 \text{ s}$

minuto, m ; $1 \text{ m} = 60 \text{ s}$

- 10) Existen algunos múltiplos o submúltiplos de unidades SI que reciben nombres especiales de uso tradicional y que son mantenidos temporalmente dentro del sistema. Ejemplos:

Volumen: litro, l ; $1 \text{ l} = 10^{-3} \text{ m}^3$

Masa: tonelada, t ; $1 \text{ t} = 10^3 \text{ kg}$

Presión: bar, bar ; $1 \text{ bar} = 10^5 \text{ Pa}$

Superficie: área, a ; $1 \text{ a} = 10^2 \text{ m}^2$

Superficie: hectárea, ha ; $1 \text{ ha} = 10^4 \text{ m}^2$

Longitud: milla marina, mm ; $1 \text{ mm} = 1852 \text{ m}$

Presión: atmósfera, atm ; $1 \text{ atm} = 101235 \text{ Pa}$

Velocidad: nudo ; 1 nudo es igual a 1 milla marina por hora,
($1 \text{ nudo} = 1852/3600 \text{ m/s}$)

Presión: gal, gal ; $1 \text{ gal} = 1 \text{ cm/s}^2$; $1 \text{ gal} = 10^{-2} \text{ m/s}^2$.



- 11) El kilogramo fuerza (kgf) no se emplea dentro de este sistema. La unidad SI de fuerza es el Newton ; se tiene: $1 \text{ kgf} = 9,80665 \text{ N}$.

En algunas aplicaciones prácticas, que no requieran mucha exactitud, se sustituye el antiguo kilogramo fuerza por el decanewton:

$1 \text{ kgf} \quad 1 \text{ daN}$.



TABLA 1.1

MULTIPLICAR	POR	PARA OBTENER
Acres	0.4047	ha
Atmósferas	1.01325	bar
Atmósferas	76.00	cm de Hg (0°C)
Atmósferas	1.013250 x 10 ⁶	dinas/cm ²
Atmósferas	1.033227	kg/cm ²
Atmósferas	10332.27	kg/m ²
Atmósferas	2116.22	lbs/pie ²
Atmósferas	14.6960	lbs/pulg ²
Atmósferas	101325.00	pascales (pa)
Bar	75.0062	cm de Hg (0°C)
Bar	1 x 10 ⁶	dinas/cm ²
Bar	1.019716	kg/cm ²
Bar	10197.16	kg/m ²
Bar	14.50377	lbs/pulg ²
Bar	100.000.00	N/m ²
Bar	100 000 00	pascales (pa)
Barriles de Petróleo	158.9	lts
Caballos de Fuerza (H.P.)	0.7457	kw
Centímetro	0.03280840	pies (U.S.)
Centímetro	0.3937008	pulg (U.S.)
cm de Hg (0°C)	0.0131579	atm
cm de Hg (0°C)	0.01333221	bar
cm de Hg (0°C)	13332.21	dinas/cm ²
cm de Hg (0°C)	0.01359508	kg/cm ²
cm/seg	0.036	km/hora
cm ²	0.15499969	pulg ² (U.S.)
Dinas	1.019716 x 10 ⁻⁶	kg
Dinas	2.248089 x 10 ⁻⁶	lbs
Dinas	0.00001	Newton



MULTIPLICAR	POR	PARA OBTENER
Dinas/cm ²	9.869233 x 10 ⁻⁷	atm
Dinas/cm ²	1 x 10 ⁻⁶	bar
Dinas/cm ²	7.500615 x 10 ⁻⁵	cm de Hg (0°C)
Dinas/cm ²	0.01019716	kg/m ²
Dinas/cm ²	0.00208855	lbs/pie
Dinas/cm ²	1.45038 x 10 ⁻⁵	lbs/pulg ²
°Sexagesimales	0.0174533	rad
Gramos	980.665	dinas
Gramos	0.002679229	lb (avdp)
Gramos	0.03215074	onzas (avdp)
Hectáreas (has)	2.471054	acres (U.S.)
Kilogramos	980665	dinas
Kilogramos	2.204622	lb (avdp)
Kilogramos	35.27397	onzas
Kilogramos	0.001	tons (métricos)
Kilogramos	0.001102311	tons (2000 lb)
Kilogramos	0.0009842064	tons (2240 lb)
Kilogramo-fuerza	9.806650	Newton
Kilogramo/cm ²	0.967841	atm
Kilogramo/cm ²	0.980665	bar
Kilogramo/cm ²	73.5559	cm de Hg (0°C)
Kilogramo/cm ²	980665	dinas/cm ³
Kilogramo/cm ²	2048.163	lb/pie ²
Kilogramo/cm ²	14.22334	lb/pulg ²
Kilogramo/cm ²	10.00028	m de agua (4°C)
Kilogramos/metro ²	9.67841 x 10 ⁻⁵	atm
Kilogramos/metro ²	9.80665 x 10 ⁻⁵	bar
Kilogramos/metro ²	0.00735559	cm de Hg (0°C)
Kilogramos/metro ²	98.0665	dinas/cm ²
Kilogramos/metro ²	0.2048161	lb/pie ²
Kilogramos/metro ²	0.001422340	lb/pulg ²



<u>MULTIPLICAR</u>	<u>POR</u>	<u>PARA OBTENER</u>
Kilogramos/metro ²	0.001000028	m de agua (4°C)
Kilogramos/metro ²	9.806650	N/m ²
Kilogramos/metro ²	9.8066500	pa
Kilogramos/metro ²	0.002204613	kips
Kilómetros	0.6213712	millas (U.S. statute)
Kilonewton/metro ²	0.1450377	lb/pulg ²
Kilopondio	9.806650	N
Kips	1000	lb
Kips	453.59	kg
Libras	444.822	dinas
Libras (avdp)	453.5924277	gr
Libras (avdp)	0.4535924	kg
Libras (avdp)	16.00	onzas (avdp)
Libra	1 x 10 ⁻³	kips
Libra-fuerza	4.448222	N
Libras/pie ²	0.000472540	atm
Libras/pie ²	0.000478801	bar
Libras/pie ²	0.0359131	cm de Hg (0°C)
Libras/pie ²	478.801	dinas/cm ²
Libras/pie ²	4.882429	kg/m ²
Libras/pie ²	0.00488254	m de agua (4°C)
Libras/pie ²	47.88026	pa
Libras/pulg ²	0.0680457	atm
Libras/pulg ²	0.06894757	bar
Libras/pulg ²	5.17148	cm de Hg (0°C)
Libras/pulg ²	68947.3	dinas/cm ²
Libras/pulg ²	703.067	kg/m ²
Libras/pulg ²	6.894757	k.N/m ²



<u>MULTIPLICAR</u>	<u>POR</u>	<u>PARA OBTENER</u>
Libras/pulg ²	144.00	lbs/pie ²
Libras/pulg ²	0.703086	m de agua (40°C)
Libras/pulg ²	0.5894757	N/cm ²
Libras/pulg ²	6894.757	pa
Libras x pulg ²	2.926408	kg x cm ²
Libras x pulg ²	0.006944444	lb x pies ²
Metros	1 x 10 ¹⁰	angstrom
Metros	1 x 10 ⁶	micras
Metros	0.0006213712	millas (U.S. statute)
Metros	3.280840	pies (U.S.)
Metros	39.37008	pulg (U.S.)
Metros de Hg (0°C)	1.31579	atm
Metros de Hg (0°C)	1.333224	bar
Metros de Hg (0°C)	1.35951	kg/cm ²
Metros de Hg (0°C)	19.3368	lb/pulg ²
Millas (U.S. statute)	1609.3472	m
Newton	100.000	dinas
Newton	0.2248089	lb (avdp)
Newton	0.1019716	kg-fuerza
Newton	0.1019716	kilopondio
Newton	0.2248089	lb-fuerza
Newton/metro ²	0.00001	bar
Newton/metro ²	0.1019716	kg/m ²
Newton/metro ²	0.0001450377	lb/pulg ²
Newton/metro ²	1.00	pa
Onzas (avdp)	28.349527	gr
Onzas (avdp)	0.028349527	kg
Onza (troy)	31.103481	gr
Onzas fuerza	0.2780139	N



<u>MULTIPLICAR</u>	<u>POR</u>	<u>PARA OBTENER</u>
Pascal	0.00001	bar
Pascal	0.1019716	kg/m ²
Pascal	0.02088543	lb/pie ²
Pascal	0.0001450377	lb/pulg ²
Pascal	1.00	N/m ²
Pies (U.S.)	30.4800609	cm
Pies (U.S.)	0.3048	m
Pulgadas de agua (4°C)	0.002458	atm
Pulgadas de agua (39.2°F)	2.5399	gr/cm ²
Pulgadas de agua (39.2°F)	25.399	kg/m ²
Pulgadas de agua (39.2°F)	5.2022	lb/pie ²
Pulgadas de agua (39.2°F)	0.0361265	lb/pulg ²
Pulgadas de agua (39.2°F)	0.073554	pulg mercurio (32°F)
Pulgadas agua (60°F)	0.0024559	atm
Pulgadas agua (60°F)	0.0024559	bar
Pulgadas agua (60°F)	0.0025375	kg/cm ²
Pulgadas agua (60°F)	5.1972	lb/pie ²
Pulgadas agua (60°F)	0.0360919	lb/pulg ²
Pulgadas mercurio (32°F)	0.0334211	atm
Pulgadas mercurio (32°F)	0.0338640	bar
Pulgadas mercurio (32°F)	33864.0	dinas/cm ²
Pulgadas mercurio (32°F)	34.5316	gr/cm ²
Pulgadas mercurio (32°F)	0.0345316	kg/cm ²
Pulgadas mercurio (32°F)	345.316	kg/m ²
Pulgadas mercurio (32°F)	70.7266	lb/pie ²
Pulgadas mercurio (32°F)	0.491157	lb/pulg ²
Pulg (U.S.)	0.0254000508	m
Radianes	57.2958	°sexag
Toneladas (2000 lb)	907.1847	kg

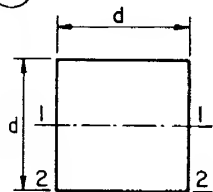


<u>MULTIPLICAR</u>	<u>POR</u>	<u>PARA OBTENER</u>
Toneladas (2000 lb)	0.90718486	t métricas
Toneladas (2240 lb)	1016.047	kg
Toneladas (2240 lb)	2240	lb (avdp)
Toneladas (2240 lb)	1.01604704	t métricas
Unidades astronómicas	1.495 x 10 ⁸	km
Yardas (U.S.)	91.44018	cm
Yardas (U.S.)	0.9144	m



TABLA 1.2

1



$$A = d^2$$

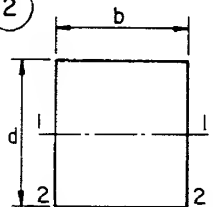
$$I_1 = \frac{d^4}{12}$$

$$I_2 = \frac{d^4}{3}$$

$$R_1 = 0.2887 d$$

$$R_2 = 0.5774 d$$

2



$$A = bd$$

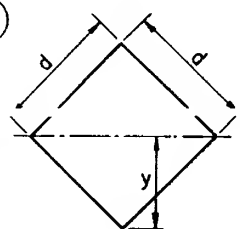
$$I_1 = \frac{bd^3}{12}$$

$$I_2 = \frac{bd^3}{3}$$

$$R_1 = 0.2887 d$$

$$R_2 = 0.5774 d$$

3



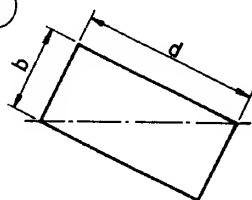
$$A = d^2$$

$$v = 0.7071 d$$

$$I = \frac{d^4}{12}$$

$$R = 0.2887 d$$

4



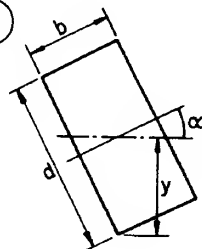
$$A = bd$$

$$y = \frac{bd}{\sqrt{b^2 + d^2}}$$

$$I = \frac{b^3 d^3}{6(b^2 + d^2)}$$

$$R = \frac{bd}{\sqrt{6(b^2 + d^2)}}$$

5



$$A = bd$$

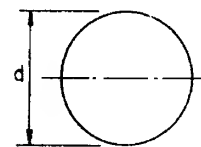
$$y = \frac{b \sin \alpha + d \cos \alpha}{2}$$

$$I = \frac{bd(b^2 \sin^2 \alpha + d^2 \cos^2 \alpha)}{12}$$

$$R = \sqrt{\frac{b^2 \sin^2 \alpha + d^2 \cos^2 \alpha}{12}}$$



6

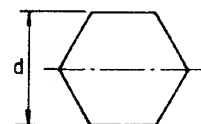


$$A = \frac{\pi d^2}{4} = 0.7854 d^2$$

$$I = \frac{\pi d^4}{64} = 0.0491 d^4$$

$$R = \frac{d}{4}$$

7

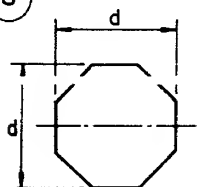


$$A = 0.8660 d^2$$

$$I = 0.060 d^4$$

$$R = 0.264 d$$

8

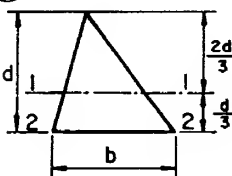


$$A = 0.828 d^2$$

$$I = 0.055 d^4$$

$$R = 0.257 d$$

9



$$A = \frac{bd}{2}$$

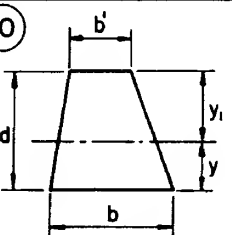
$$I_1 = \frac{bd^3}{36}$$

$$I_2 = \frac{bd^3}{12}$$

$$R_1 = 0.236 d$$

$$R_2 = 0.408 d$$

10



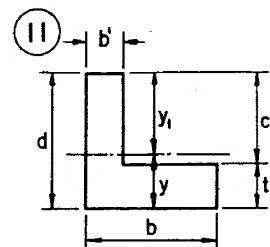
$$A = \frac{d}{2} (b + b')$$

$$y_1 = \frac{d(2b + b')}{3(b + b')}$$

$$y = \frac{d(b + 2b')}{3(b + b')}$$

$$I = \frac{d^2(b^2 + 4bb' + b'^2)}{36(b + b')}$$

$$R = \frac{d}{6(b + b')} \sqrt{2(b^2 + 4bb' + b'^2)}$$



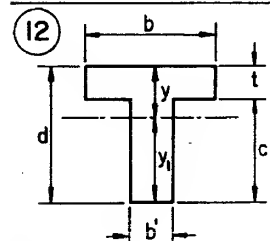
$$A = bt + b'c$$

$$y = \frac{d^2 b' + t^2 (b - b')}{2(bt + b'c)}$$

$$y_1 = d - y$$

$$I = \frac{b'y_1^3 + by^3 - (b - b')(y - t)^3}{3}$$

$$R = \sqrt{\frac{I}{A}}$$



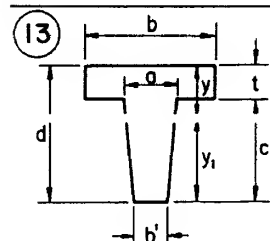
$$A = bt + b'c$$

$$y = \frac{d^2 b' + t^2 (b - b')}{2(bt + b'c)}$$

$$y_1 = d - y$$

$$I = \frac{b'y_1^3 + by^3 - (b - b')(y - t)^3}{3}$$

$$R = \sqrt{\frac{I}{A}}$$



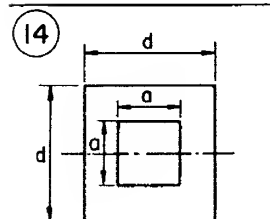
$$A = bt + \frac{c(a + b')}{2}$$

$$y = \frac{3bt^2 + 3b'c(d + t) + c(a - b')(c + 3t)}{2[2bt + c(a + b')]}$$

$$y_1 = d - y$$

$$I = \frac{4bt^3 + c^3(3b' + a)}{12} - A(y - t)^2$$

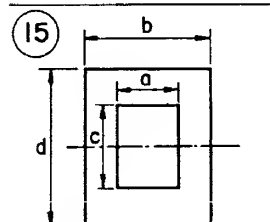
$$R = \sqrt{\frac{I}{A}}$$



$$A = d^2 - a^2$$

$$I = \frac{d^4 - a^4}{12}$$

$$R = \sqrt{\frac{d^2 + a^2}{12}}$$



$$A = bd - ac$$

$$I = \frac{bd^3 - ac^3}{12}$$

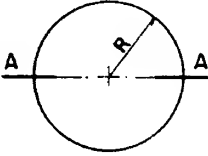
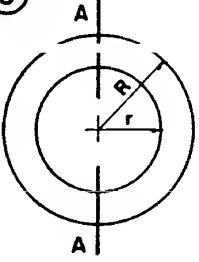
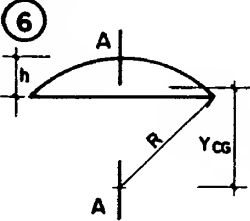
$$R = \sqrt{\frac{bd^3 - ac^3}{12(bd - ac)}}$$



TABLA N° 1.3

SOLIDO	VOLUMEN (V)	MOMENTO DE INERCIA (I)	OTRAS PROPIEDADES
1 CUBO 	L^3	$I_{AA} = \frac{1}{6} V L^2$	
PRISMA RECTANGULAR 2 	$a b h$	$I_{AA} = \frac{1}{12} V \rho (a^2 + b^2)$ $I_{BB} = \frac{V \rho}{12} (b^2 + c^2)$	
PIRAMIDE RECTANGULAR RECTA 3 	$\frac{a b h}{3}$	$I_{AA} = \frac{V \rho}{20} (a^2 + b^2)$ $I_{BB} = \frac{V \rho}{20} (b^2 + \frac{3 h^2}{4})$ $I_{CC} = \frac{V \rho}{20} (c^2 + \frac{3 h^2}{4})$	$Y_{CG} = \frac{h}{4}$



SOLIDO	VOLUMEN (V)	MOMENTO DE INERCIA (I)	OTRAS PROPIEDADES
④ ESFERA 	$\frac{4}{3} \pi R^3$	$I_{AA} = \frac{2}{5} V \rho R^2$	
ESFERA HUECA ⑤ 	$\frac{4}{3} \pi (R^3 - r^3)$	$I_{AA} = \frac{2V\rho}{5} \times \left(\frac{R^5 - r^5}{R^3 - r^3} \right)$	
CASQUETE ESFERICO ⑥ 	$\pi h^2 \left(R - \frac{h}{3} \right)$	$I_{AA} = \frac{2V\rho h}{3R-h} \times \left(R^2 - \frac{3Rh}{4} + \frac{3h^2}{20} \right)$ $Y_{CG} = \frac{3}{4} \times \frac{(2R-h)^2}{3R-h}$	



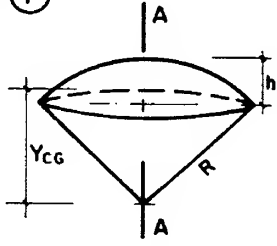
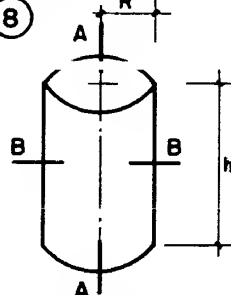
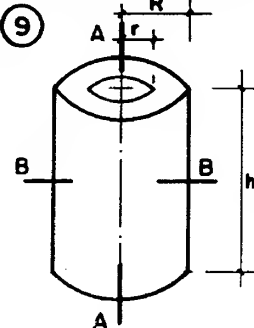
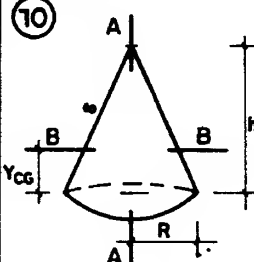
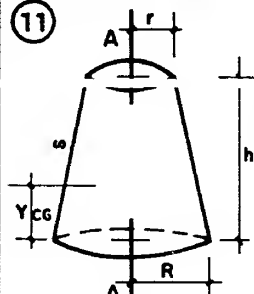
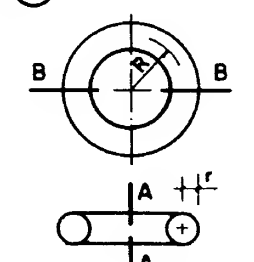
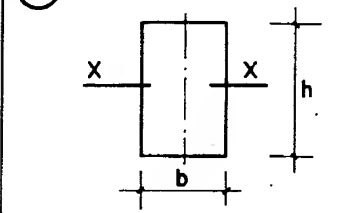
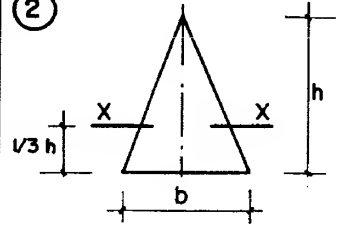
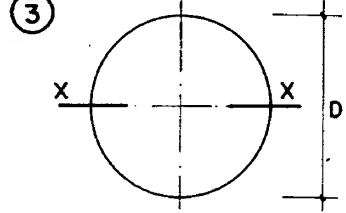
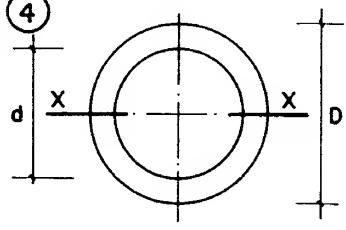
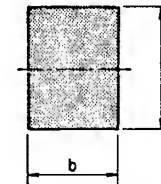
SOLIDO	VOLUMEN (V)	MOMENTO DE INERCIA (I)	OTRAS PROPIEDADES
SECTOR ESFERICO ⑦ 	$\frac{2}{3} \pi R^2 h$	$I_{AA} = \frac{V\rho}{5} (3Rh - h^2)$	$Y_{CG} = \frac{3}{4} \left(R - \frac{h}{2} \right)$
CILINDRO CIRCULAR ⑧ 	$\pi R^2 h$	$I_{AA} = \frac{V\rho}{2} R^2$ $I_{BB} = \frac{V\rho}{12} (3R^2 + h^2)$	
CILINDRO HUECO ⑨ 	$\pi h (R^2 - r^2)$	$I_{AA} = \frac{V\rho}{2} (R^2 + r^2)$ $I_{BB} = \frac{V\rho}{4} \left(R^2 + r^2 + \frac{h^2}{3} \right)$	



TABLA N° 1.4

SOLIDO	VOLUMEN (V)	MOMENTO DE INERCIA (I)	OTRAS PROPIEDADES
CONO CIRCULAR (10) 	$\frac{\pi R^2 h}{3}$	$I_{AA} = \frac{3 V \rho R^2}{10}$ $I_{BB} = \frac{3 V \rho}{20} \times \left(R^2 + \frac{h^2}{4} \right)$	$s = \sqrt{R^2 + h^2}$ $Y_{CG} = \frac{h}{4}$
TRONCO DE CONO CIRCULAR (11) 	$\frac{\pi h}{3} (R^2 + r^2 + Rr)$	$I_{AA} = \frac{3 V \rho}{10} \times \left(\frac{R^2 - r^2}{R^3 - r^3} \right)$ $Y_{CG} = \frac{h(R^2 + 2Rr + 3r^2)}{4(R^2 + Rr + r^2)}$	$s = \sqrt{R^2 + h^2}$
TORO CIRCULAR (12) 	$2 \pi^2 r^2 R$	$I_{AA} = V \rho \left(R^2 + \frac{3}{4} r^2 \right)$ $I_{BB} = V \rho \left(\frac{R^2}{2} + \frac{5}{8} r^2 \right)$	

SECCION	W_{XP}	W_{XE}
(1) 	$\frac{b h^2}{4}$	$\frac{b h^2}{6}$
(2) 	$\frac{b h^2}{6} (2 - \sqrt{2})$	$\frac{b h^2}{24}$
(3) 	$\frac{D^3}{6}$	$\frac{\pi D^3}{32}$
(4) 	$\frac{D^3 - d^3}{6}$	$\frac{\pi (D^4 - d^4)}{32 D}$

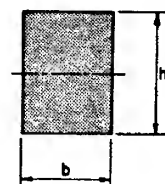


$$I = \frac{bh^3}{12} \text{ (cm}^4\text{)}$$

TABLA 1.5

SECCIONES RECTANGULARES

b cm	h en cm									
	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55
10	833	2812	6666	13020	22500	35729	53333	75937	104166	138646
15	1250	4219	10000	19531	33750	53595	80000	113906	155250	207969
20	1667	5625	13333	26041	45000	71458	106666	151875	208333	277292
25	2083	7031	16667	32552	56250	89323	133333	189844	260417	346614
30	2500	8437	20000	39062	67500	107187	160000	227812	312500	415937
35	2917	9844	23333	45573	78750	125052	186667	265781	364583	485260
40	3333	11250	26666	52082	90000	142916	213333	303750	416666	554583
45	3750	12656	30000	58594	101250	160781	240000	341719	468750	623906
50	4167	14062	33333	65104	112500	178646	266667	379687	520833	693229
55	4583	15468	36667	71614	123750	196511	293333	417656	572917	762552
60	5000	16875	40000	78125	135000	214375	320000	455625	625000	831875
65	5417	18281	43333	84635	146250	232240	346667	493593	677083	901198
70	5833	19687	46667	91146	157500	250104	373333	531562	729167	970520
75	6250	21094	50000	97656	168750	267969	400000	569531	781250	1039843
80	6666	22500	53332	104166	180000	285833	426667	607500	833333	1109166
85	7083	23906	56667	110667	191250	303298	453333	645469	885416	1178489
90	7500	25312	60000	117187	202500	321562	480000	683437	937500	1247812
95	7917	26713	63333	123698	213750	339427	506667	721406	989583	1317135
100	8333	28125	66666	130208	225000	357292	533333	759375	1041667	1385458



$$I = \frac{bh^3}{12} \text{ (cm}^4\text{)}$$

TABLA 1.5

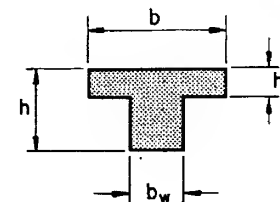
SECCIONES RECTANGULARES

h en cm								b cm
60	65	70	75	80	85	90	100	
180000	228854	285833	351562	426667	511771	607500	833333	10
270000	343281	428750	527343	640000	767565	911250	1250000	15
360000	457708	571667	703125	853333	1023542	1215000	1666666	20
450000	572135	714583	878906	1066667	1279427	1518750	2083333	25
540000	686563	857500	1054687	1280000	1535312	1822500	2500000	30
630000	800990	1000416	1230468	1493333	1791198	2126250	2916667	35
720000	915417	1143333	1406250	1706667	2047083	2430000	3333333	40
810000	1029844	1286250	1528031	1920000	2302969	2733750	3750000	45
900000	1144271	1429167	1757812	2133333	2558854	3037500	4166667	50
990000	1258698	1572083	1933533	2346667	2814739	3341250	4583333	55
1080000	1373125	1715000	2109375	2560000	3070625	3645000	5000000	60
1170000	1487552	1857917	2285156	2773333	3326510	3948750	5416667	65
1260000	1601979	2000833	2460937	2986666	3582396	4252500	5833333	70
1350000	1716406	2143750	2636719	3200000	3838281	4556250	6250000	75
1440000	1830834	2286667	2812500	3413333	4094167	4860000	6666667	80
1530000	1945261	2429583	2988285	3626667	4350052	5163750	7083333	85
1620000	2059688	2572500	3164062	3840000	4605937	5467500	7500000	90
1710000	2174115	2715416	3339844	4052222	4861823	5771250	7916667	95
1800000	2288542	2858333	3515625	4265557	5117708	6075000	8333333	100



TABLA 1.6

SECCIONES T



$$I = \alpha \frac{b_w h^3}{12} \text{ (cm}^4\text{)}$$

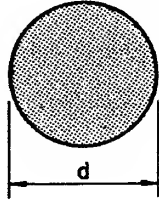
VALORES DE α

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
0.10	1.000	1.2219	1.4070	1.5637	1.6982	1.8150	1.9172	2.0070	2.0890	2.1251
0.15	1.000	1.2859	1.5066	1.6823	1.8257	1.9450	2.0461	2.1328	2.2082	2.2743
0.20	1.000	1.3280	1.5645	1.7440	1.8863	2.0000	2.0955	2.1760	2.2455	2.3062
0.25	1.000	1.3532	1.5938	1.7702	1.9064	2.0157	2.1064	2.1887	2.2501	2.3120
0.30	1.000	1.3662	1.6052	1.7773	1.9098	2.0170	2.1070	2.1848	2.2536	2.3157
0.35	1.000	1.3716	1.6075	1.7781	1.9112	2.0212	2.1161	2.1997	2.2745	2.3480
0.40	1.000	1.3725	1.6080	1.7819	1.9206	2.0400	2.1463	2.2437	2.3348	2.4212
0.45	1.000	1.3726	1.6112	1.7943	1.9474	2.0831	2.2082	2.3187	2.4378	2.5469
0.50	1.000	1.3750	1.6250	1.8250	2.0000	2.1607	2.3125	2.4583	2.6000	2.7386
0.55	1.000	1.3790	1.6452	1.8685	2.0711	2.2622	2.4460	2.6260	2.8027	2.9758
0.60	1.000	1.3960	1.6938	1.9564	2.2023	2.4400	2.6722	2.9001	3.1264	3.3487
0.65	1.000	1.4193	1.7567	2.0659	2.3637	2.6543	2.9404	3.2237	3.5039	3.7747
0.70	1.000	1.4544	1.8434	2.2120	2.5711	2.9247	3.2758	3.6251	3.9736	4.3195
0.75	1.0000	1.5015	1.9561	2.3959	2.8288	3.2510	3.6844	4.1101	4.5353	4.9600
0.80	1.0000	1.5653	2.0982	2.6203	3.2589	3.6588	4.1710	4.6858	5.1993	5.5121
0.85	1.0000	1.6449	2.2707	2.9009	3.5092	4.1245	4.7427	5.3566	5.9713	6.5859
0.90	1.0000	1.7430	2.4771	3.2086	3.9391	4.6696	5.3989	6.1280	6.8575	7.5865
0.95	1.0000	1.8610	2.7190	3.5782	4.4356	5.2931	6.1510	7.0082	7.8660	8.7226
1.00	1.0000	2.0000	3.0000	4.0000	5.0000	6.0000	7.0000	8.0000	9.0000	10.0000



TABLA 1.7

SECCIONES CIRCULARES



$$I = \frac{\pi d^4}{64} \text{ (cm}^4\text{)}$$

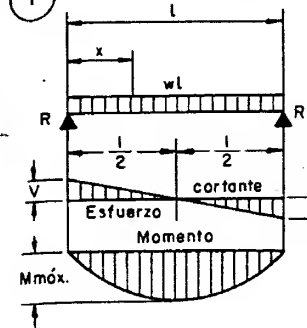
	I	d	I	d	I	d	I	d	I
1	0,05	21	9547	41	138709	61	679651	81	2113051
2	0,79	22	11499	42	152745	62	725332	82	2219347
3	3,98	23	13737	43	167820	63	773272	83	2329605
4	12,57	24	16286	44	183984	64	823550	84	2443920
5	30,68	25	19175	45	201289	65	876240	85	2562392
6	63,62	26	22432	46	219787	66	931420	86	2685120
7	117,90	27	26087	47	239531	67	989166	87	2812205
8	201,10	28	30172	48	260576	68	1049556	88	2943748
9	322,10	29	34179	49	282979	69	1112660	89	3079853
10	491,00	30	39761	50	306796	70	1178588	90	3220623
11	719,00	31	45333	51	332086	71	1247393	91	3366165
12	1.018,00	32	51472	52	358908	72	1319167	92	3516586
13	1.402,00	33	58214	53	387323	73	1393995	93	3671992
14	1.886,00	34	65597	54	417393	74	1471963	94	3832492
15	2.485,00	35	73662	55	449180	75	1553156	95	3998198
16	3.217,00	36	82448	56	482750	76	1637662	96	4169220
17	4.100,00	37	91998	57	518166	77	1725571	97	4345671
18	5.153,00	38	102354	58	555497	78	1816978	98	4527664
19	6.397,00	39	113561	59	594810	79	1911967	99	4715315
20	7.854,00	40	125664	60	636172	80	2010619	100	4908738



VIGAS SIMPLEMENTE APOYADAS

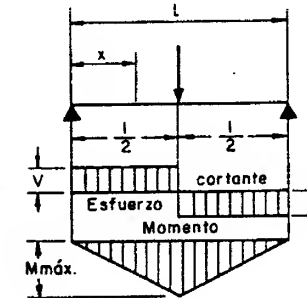
TABLA 1.8

①



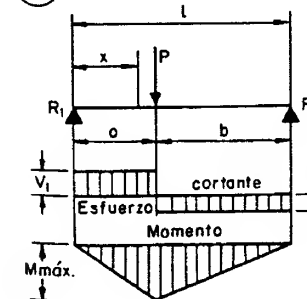
$$\begin{aligned}
 R &= V \dots\dots\dots = \frac{wl}{2} \\
 V_x \dots\dots\dots &= w \left(\frac{l}{2} - x \right) \\
 M_{\text{max. (en el centro)}} \dots\dots\dots &= \frac{wl^2}{8} \\
 M_x \dots\dots\dots &= \frac{wx}{2} (L-x) \\
 \Delta_{\text{max. (en el centro)}} \dots\dots\dots &= \frac{5wl^4}{384EI} \\
 \Delta_x \dots\dots\dots &= \frac{wx}{24EI} (l^3 - 2lx^2 + x^3)
 \end{aligned}$$

②



$$\begin{aligned}
 R &= V \dots\dots\dots = \frac{P}{2} \\
 M_{\text{max. (bajo la carga)}} \dots\dots\dots &= \frac{PL}{4} \\
 M_x \left(\text{cuando } x < \frac{l}{2} \right) \dots\dots\dots &= \frac{Px}{2} \\
 \Delta_{\text{max. (bajo la carga)}} \dots\dots\dots &= \frac{PL^3}{48EI} \\
 \Delta_x \left(\text{cuando } x < \frac{l}{2} \right) \dots\dots\dots &= \frac{Px}{48EI} (3l^2 - 4x^2)
 \end{aligned}$$

③



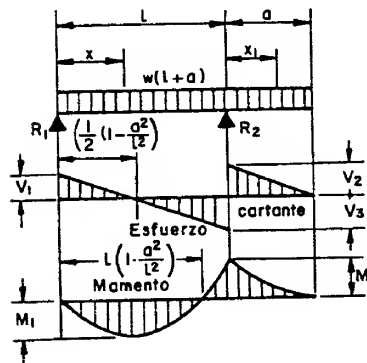
$$\begin{aligned}
 R_1 &= V_1 \text{ (max. cuando } a < b) \dots\dots\dots = \frac{Pb}{l} \\
 R_2 &= V_2 \text{ (max. cuando } a > b) \dots\dots\dots = \frac{Pa}{l} \\
 M_{\text{max. (bajo la carga)}} \dots\dots\dots &= \frac{Pab}{l} \\
 M_x \text{ (cuando } x < a) \dots\dots\dots &= \frac{Pbx}{l} \\
 \Delta_{\text{max. (en } x = \sqrt{\frac{a(a+2b)}{3}} \text{ cuando } a > b)} \dots\dots\dots &= \frac{Pab(a+2b)\sqrt{3a(a+2b)}}{27EI} \\
 \Delta_a \text{ (bajo la carga)} \dots\dots\dots &= \frac{Pa^2b^2}{3EI} \\
 \Delta_x \text{ (cuando } x < a) \dots\dots\dots &= \frac{Pbx}{6EI} (l^2 - l^2 - x^2)
 \end{aligned}$$



9

VIGAS CON UN EXTREMO EN VOLADO

TABLA I.9



$$R_1 = V_1 = \frac{w}{2l} (l^2 - a^2)$$

$$R_2 = V_2 + V_3 = \frac{w}{2l} (l + a)^2$$

$$V_2 = wa$$

$$V_3 = \frac{w}{2l} (l^2 + a^2)$$

$$V_x \text{ (entre apoyos)} = R_1 - wx$$

$$V_{x_1} \text{ (en el volado)} = w(a - x_1)$$

$$M_1 \left(\text{en } x = \frac{1}{2} \left[l - \frac{a^2}{l} \right] \right) = \frac{w}{8l^2} (l + a)^2 (l - a)^2$$

$$M_2 \text{ (en } R_2) = \frac{wa^2}{2}$$

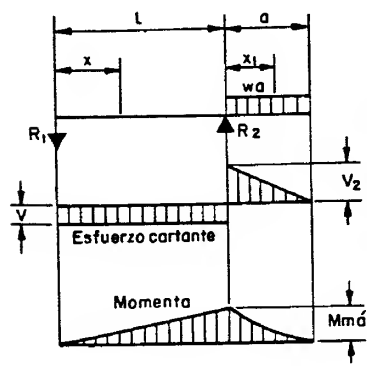
$$M_x \text{ (entre apoyos)} = \frac{wx}{2l} (l^2 - a^2 - xl)$$

$$M_{x_1} \text{ (en el volado)} = \frac{w}{2} (a - x_1)^2$$

$$\Delta_x \text{ (entre apoyos)} = \frac{wx}{24EI} (l^4 - 2l^2x^2 + lx^3 - 2a^2l^2 + 2a^2x^2)$$

$$\Delta_{x_1} \text{ (en el volado)} = \frac{wx_1}{24EI} (4a^2l - l^3 + 6a^2x_1 - 4ax_1^2 + x_1^3)$$

10



$$R_1 = V_1 = \frac{wa^2}{2l}$$

$$R_2 = V_1 + V_2 = \frac{wa}{2l} (2l + a)$$

$$V_2 = wa$$

$$V_{x_1} \text{ (en el volado)} = w(a - x_1)$$

$$M_{\max.} \text{ (en } R) = \frac{wa^2}{2}$$

$$M_x \text{ (entre apoyos)} = \frac{wa^2x}{2l}$$

$$M_{x_1} \text{ (en el volado)} = \frac{w}{2} (a - x_1)^2$$

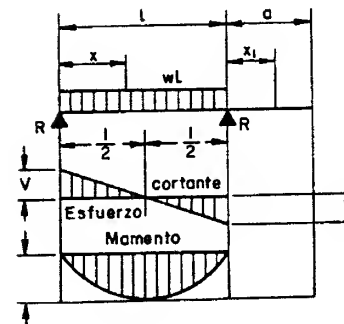
$$\Delta_{\max.} \left(\text{entre apoyos en } x = \frac{l}{\sqrt{3}} \right) = \frac{wa^2l^2}{18\sqrt{3}EI} = 0.03208 \frac{wa^2l^2}{EI}$$

$$\Delta_{\max.} \text{ (en el volado en } x_1 = a) = \frac{wa^3}{24EI} (4l + 3a)$$

$$\Delta \text{ (entre apoyos)} = \frac{wa^2x}{12EI} (l^2 - x^2)$$

$$\Delta \text{ (en el volado)} = \frac{wx_1}{24EI} (4a^2l + 6a^2x_1 - 4ax_1^2 + x_1^3)$$

11



$$R = V = \frac{wL}{2}$$

$$V_x = w \left(\frac{l}{2} - x \right)$$

$$M_{\max.} \text{ (en el centro)} = \frac{wL^2}{8}$$

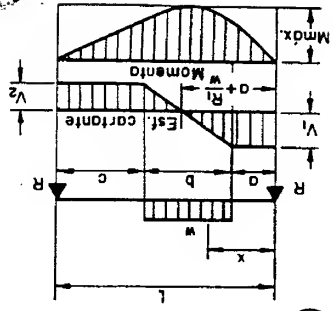
$$M_x = \frac{wx}{2} (l - x)$$

$$\Delta_{\max.} \text{ (en el centro)} = \frac{5wL^4}{384EI}$$

$$\Delta_x = \frac{wx}{24EI} (l^3 - 2lx^2 + x^3)$$

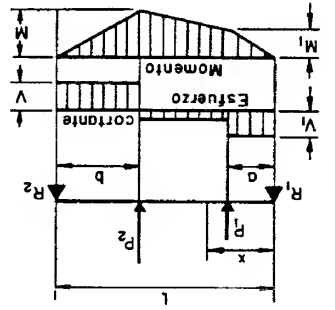
$$\Delta_{x_1} = \frac{wl^3x_1}{24EI}$$

Rafael J. Febres Codillo
Ingeniero Civil
C.I.V.; C.I.



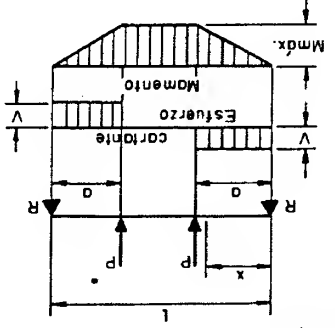
6

$$\begin{aligned}
 R_1 &= V_1 \text{ (max. cuando } a < c) = \frac{wL}{2b} (2c + b) \\
 R_2 &= V_2 \text{ (max. cuando } a > c) = \frac{wL}{2b} (2a + b) \\
 V_x &\text{ (cuando } x > a > (a+b)) = R_1 - w(x-a) \\
 M_{\max} &\text{ (en } x = a + \frac{w}{R_1}) = R_1 \left(a + \frac{w}{R_1} \right) \\
 M_x &\text{ (cuando } x < a) = R_1 x \\
 M_x &\text{ (cuando } x > (a+b)) = R_2 (1-x)
 \end{aligned}$$



5

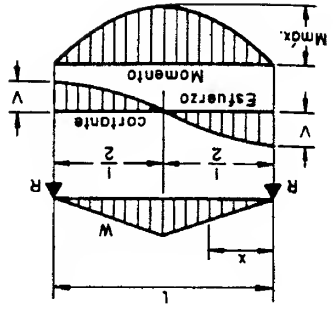
$$\begin{aligned}
 R_1 &= V_1 = \frac{P_1(1-a) + P_2b}{L} \\
 R_2 &= V_2 = \frac{P_1a + P_2(1-b)}{L} \\
 V_x &\text{ (cuando } x > a < (1-b)) = R_1 - P_1 \\
 M_1 &\text{ (max. cuando } R_1 < P_1) = R_1 a \\
 M_2 &\text{ (max. cuando } R_2 < P_2) = R_2 b \\
 M_x &\text{ (cuando } x < a) = R_1 x \\
 M_x &\text{ (cuando } x > a < (1-b)) = R_1 x - P_1(x-a)
 \end{aligned}$$



4

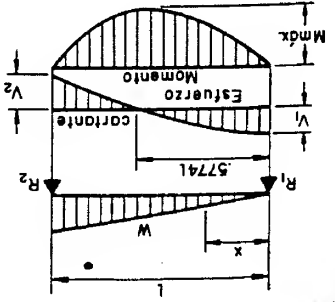
$$\begin{aligned}
 R &= V = P \\
 M_{\max} &\text{ (entre las cargas)} = P a \\
 M_x &\text{ (cuando } x < a) = P x \\
 \Delta_{\max} &\text{ (en el centro)} = \frac{P a}{6EI} (3L^2 - 4a^2) \\
 \Delta_x &\text{ (cuando } x < a) = \frac{P x}{6EI} (3La - 3a^2 - x^2) \\
 \Delta_x &\text{ (cuando } x > a < (1-a)) = \frac{P a}{6EI} (3Lx - 3x^2 - a^2)
 \end{aligned}$$

8



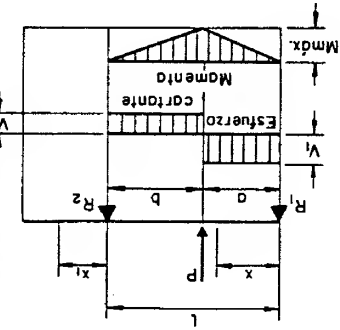
$$\begin{aligned}
 R &= V = \frac{2}{W} \\
 V_x &\text{ (cuando } x < \frac{L}{2}) = \frac{2L}{W} (1^2 - 4x^2) \\
 M_{\max} &\text{ (en el centro)} = \frac{6}{WL} \\
 M_x &\text{ (cuando } x < \frac{L}{2}) = Wx \left(\frac{1}{2} - \frac{3L^2}{2x^2} \right) \\
 \Delta_{\max} &\text{ (en el centro)} = \frac{60EI}{WL^3} \\
 \Delta_x &= \frac{480EI L^2}{Wx} (5L^2 - 4x^2)^2
 \end{aligned}$$

7



$$\begin{aligned}
 R_1 &= V_1 = \frac{3}{W} \\
 R_2 &= V_2 \text{ max.} = \frac{3}{2W} \\
 V_x &= \frac{3}{W} \frac{x^2}{L^2} \\
 M_{\max} &\text{ (en } x = \frac{L}{\sqrt{3}} = 5774L) = \frac{9\sqrt{3}}{2WL} = 1283WL \\
 M_x &= \frac{3L^2}{Wx} (L^2 - x^2) \\
 \Delta_{\max} &\text{ (en } x = L \sqrt{\frac{1}{15}} = 5193L) = 0.01304 \frac{WL^3}{EI} \\
 \Delta_x &= \frac{180EI L^2}{Wx} (3x^4 - 10L^2x^2 + 7L^4)
 \end{aligned}$$

12



$$R_1 = V_1 (\text{max. cuando } a < b) \dots \dots \dots = \frac{l}{pb}$$

$$R_2 = V_2 (\text{max. cuando } a > b) \dots \dots \dots = \frac{l}{pa}$$

$$M_{\text{max}} (\text{bajo la carga}) \dots \dots \dots = \frac{l}{Pab}$$

$$M_x (\text{cuando } x < a) \dots \dots \dots = \frac{l}{Pbx}$$

$$\Delta_{\text{max}} \left(\text{en } x = \sqrt{\frac{a(a+2b)}{3}} \text{ cuando } a > b \right) \dots \dots \dots = \frac{Pab(a+2b)\sqrt{3a(a+2b)}}{27EI}$$

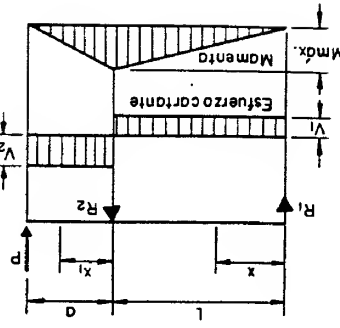
$$\Delta a (\text{bajo la carga}) \dots \dots \dots = \frac{P a^2 b^2}{3EI}$$

$$\Delta x (\text{cuando } x < a) \dots \dots \dots = \frac{Pbx}{6EI} (l^2 - b^2 - x^2)$$

$$\Delta x (\text{cuando } x > a) \dots \dots \dots = \frac{Pa(l-x)}{6EI} (2lx - x^2 - a^2)$$

$$\Delta x_1 \dots \dots \dots = \frac{Pabx_1}{6EI} (1+a)$$

13



$$R_1 = V_1 \dots \dots \dots = \frac{l}{Pa}$$

$$R_2 = V_1 + V_2 \dots \dots \dots = \frac{l}{P} (1+a)$$

$$V_2 \dots \dots \dots = P$$

$$M_{\text{max}} (\text{en } R_2) \dots \dots \dots = Pa$$

$$M_x (\text{entre apoyos}) \dots \dots \dots = \frac{l}{Pax}$$

$$M_{x_1} (\text{en el volado}) \dots \dots \dots = P(a-x_1)$$

$$\Delta_{\text{max}} (\text{entre apoyos en } x = \frac{\sqrt{3}}{l}) \dots \dots \dots = \frac{Pa^2}{9\sqrt{3}EI} = 0.0415 \frac{Pa^2}{EI}$$

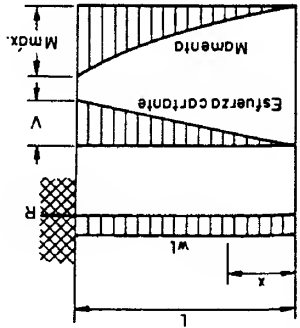
$$\Delta_{\text{max}} (\text{en el volado en } x_1 = a) \dots \dots \dots = \frac{3EI}{Pa^2} (1+a)$$

$$\Delta x (\text{entre apoyos}) \dots \dots \dots = \frac{6EI}{Pa^2} (l^2 - x^2)$$

$$\Delta x_1 (\text{en el volado}) \dots \dots \dots = \frac{6EI}{Pa^2} (2al + 3ax_1 - x_1^2)$$



14



$$R = V \dots \dots \dots = wl$$

$$V_x \dots \dots \dots = wx$$

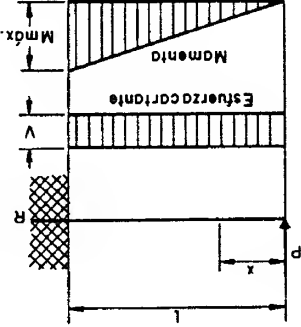
$$M_{\text{max}} (\text{en el empalme}) \dots \dots \dots = \frac{wl^2}{2}$$

$$M_x \dots \dots \dots = \frac{wx^2}{2}$$

$$\Delta_{\text{max}} (\text{en el extremo libre}) \dots \dots \dots = \frac{wl^4}{8EI}$$

$$\Delta x \dots \dots \dots = \frac{24EI}{w} (x^4 - 4l^3x + 3l^4)$$

15



$$R = V \dots \dots \dots = P$$

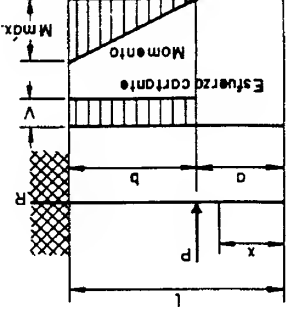
$$M_{\text{max}} (\text{en el empalme}) \dots \dots \dots = Pl$$

$$M_x \dots \dots \dots = Px$$

$$\Delta_{\text{max}} (\text{en el extremo libre}) \dots \dots \dots = \frac{Pl^3}{3EI}$$

$$\Delta x \dots \dots \dots = \frac{Pl}{6EI} (2l^3 - 3l^2x + x^3)$$

16



$$R = V \dots \dots \dots = P$$

$$M_{\text{max}} (\text{en el empalme}) \dots \dots \dots = Pb$$

$$M_x (\text{cuando } x > a) \dots \dots \dots = P(x-a)$$

$$\Delta_{\text{max}} (\text{en el extremo libre}) \dots \dots \dots = \frac{Pb^2}{6EI} (3l-b)$$

$$\Delta a (\text{bajo la carga}) \dots \dots \dots = \frac{Pb^3}{3EI}$$

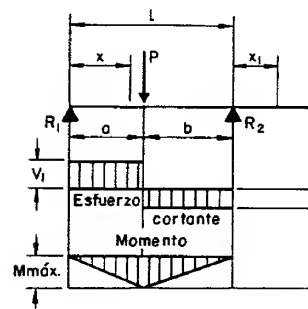
$$\Delta x (\text{cuando } x < a) \dots \dots \dots = \frac{Pb^2}{6EI} (3l-3x-b)$$

$$\Delta x (\text{cuando } x > a) \dots \dots \dots = \frac{6EI}{P(1-x)^2} (3b-l+x)$$



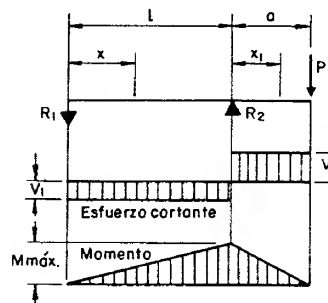


12



$$\begin{aligned}
 R_1 = V_1 (\text{max. cuando } a < b) &= \frac{Pb}{L} \\
 R_2 = V_2 (\text{max. cuando } a > b) &= \frac{Pa}{L} \\
 M_{\text{max. (bajo la carga)}} &= \frac{Pab}{L} \\
 M_x (\text{cuando } x < a) &= \frac{Pbx}{L} \\
 \Delta_{\text{max. (en } x = \sqrt{\frac{a(a+2b)}{3}} \text{ cuando } a > b)} &= \frac{Pab(a+2b)\sqrt{3a(a+2b)}}{27EI} \\
 \Delta_a (\text{bajo la carga}) &= \frac{Pa^2b^2}{3EI} \\
 \Delta_x (\text{cuando } x < a) &= \frac{Pbx}{6EI} (L^2 - b^2 - x^2) \\
 \Delta_x (\text{cuando } x > a) &= \frac{Pa(L-x)}{6EI} (2Lx - x^2 - a^2) \\
 \Delta_{x_1} &= \frac{Pabx_1}{6EI} (L+a)
 \end{aligned}$$

13



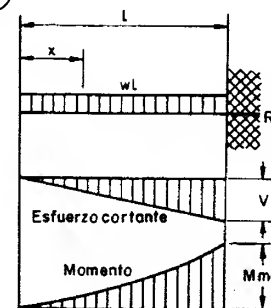
$$\begin{aligned}
 R_1 = V_1 &= \frac{Pa}{L} \\
 R_2 = V_2 &= \frac{P}{L} (L+a) \\
 V_2 &= P \\
 M_{\text{max. (en } R_2)} &= Pa \\
 M_x (\text{entre apoyos}) &= \frac{Pax}{L} \\
 M_{x_1} (\text{en el volado}) &= P(a-x_1) \\
 \Delta_{\text{max. (entre apoyos en } x = \frac{L}{\sqrt{3}})} &= \frac{PaL^2}{9\sqrt{3}EI} = 0.06415 \frac{PaL^2}{EI} \\
 \Delta_{\text{max. (en el volado en } x_1 = 0)} &= \frac{Pa^2}{3EI} (L+a) \\
 \Delta_x (\text{entre apoyos}) &= \frac{Pax}{6EI} (L^2 - x^2) \\
 \Delta_{x_1} (\text{en el volado}) &= \frac{Px_1}{6EI} (2aL + 3ax_1 - x_1^2)
 \end{aligned}$$



14

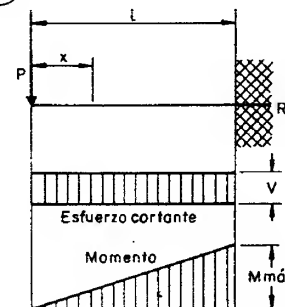
VIGAS EN VOLADIZO

TABLA I.10



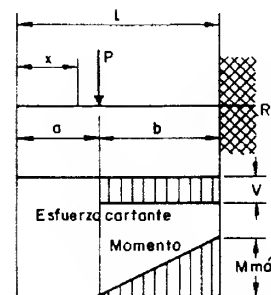
$$\begin{aligned}
 R = V &= wL \\
 V_x &= wx \\
 M_{\text{max. (en el empotramiento)}} &= \frac{wL^2}{2} \\
 M_x &= \frac{wx^2}{2} \\
 \Delta_{\text{max. (en el extremo libre)}} &= \frac{wL^4}{8EI} \\
 \Delta_x &= \frac{w}{24EI} (x^4 - 4L^3x + 3L^4)
 \end{aligned}$$

15



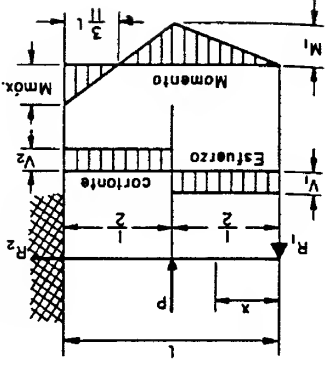
$$\begin{aligned}
 R = V &= P \\
 M_{\text{max. (en el empotramiento)}} &= PL \\
 M_x &= Px \\
 \Delta_{\text{max. (en el extremo libre)}} &= \frac{Pl^3}{3EI} \\
 \Delta_x &= \frac{P}{6EI} (2l^3 - 3l^2x + x^3)
 \end{aligned}$$

16



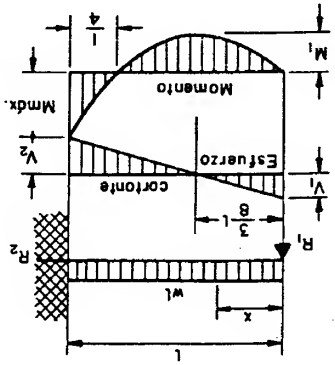
$$\begin{aligned}
 R = V &= P \\
 M_{\text{max. (en el empotramiento)}} &= Pb \\
 M_x (\text{cuando } x > a) &= P(x-a) \\
 \Delta_{\text{max. (en el extremo libre)}} &= \frac{Pb^2}{6EI} (3L-b) \\
 \Delta_a (\text{bajo la carga}) &= \frac{Pb^3}{3EI} \\
 \Delta_x (\text{cuando } x < a) &= \frac{Pb^2}{6EI} (3L-3x-b) \\
 \Delta_x (\text{cuando } x > a) &= \frac{P(L-x)^2}{6EI} (3b-L+x)
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \Delta x \text{ (cuando } x > \frac{l}{2}) &= \frac{96EI}{P} (x-1)^2 (11x-21) \\
 \Delta x \text{ (cuando } x < \frac{l}{2}) &= \frac{96EI}{P} (31x^2-5x^2) \\
 \Delta x \text{ (bajo lo corgo)} &= \frac{7Pl^3}{768EI} \\
 \Delta \text{ max. (en } x = l\sqrt{\frac{5}{1}} = 0.4472l) &= \frac{Pl^3}{48EI\sqrt{5}} = 0.009317 \frac{Pl^3}{EI} \\
 M_x \text{ (cuando } x > \frac{l}{2}) &= P \left(\frac{l}{2} - 11x \right) \\
 M_x \text{ (cuando } x < \frac{l}{2}) &= \frac{5Px}{16} \\
 M_1 \text{ (bajo lo corgo)} &= \frac{5Pl}{32} \\
 M \text{ max. (en el empotramiento)} &= \frac{3Pl}{16} \\
 R_2 = V_2 \text{ max.} &= \frac{11P}{16} \\
 R_1 = V_1 &= \frac{5P}{16}
 \end{aligned}$$



20

$$\begin{aligned}
 \Delta x &= \frac{48EI}{w} (1^3 - 31x^2 + 2x^3) \\
 \Delta \text{ max. (en } x = \frac{l}{16} (1 + \sqrt{33}) = 0.4215l) &= \frac{wl^4}{185EI} \\
 M_x &= R_1 x - \frac{wx^2}{2} \\
 M_1 \text{ (en } x = \frac{8}{3}l) &= \frac{9}{128} wl^2 \\
 M \text{ max.} &= \frac{8}{wl^2} \\
 V_x &= R_1 - wx \\
 R_2 = V_2 \text{ max.} &= \frac{5wl}{8} \\
 R_1 = V_1 &= \frac{3wl}{8}
 \end{aligned}$$



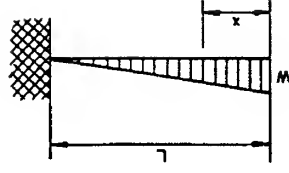
19

VIGAS CON UN EXTREMO APOYADO Y EL OTRO EMPOTRADO

TABLA I.11

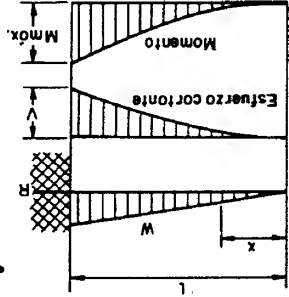


$$\begin{aligned}
 \Delta x &= \frac{WL^3}{60EI} \left(11 - 15 \frac{l}{x} + 5 \frac{l^4}{x^4} - \frac{l^5}{x^5} \right) \\
 \Delta \text{ max. (en el extremo libre)} &= \frac{60EI}{11WL^3} \\
 M_x &= \frac{3}{WL} \left(3 \frac{l^2}{x^2} - \frac{l^3}{x^3} \right) \\
 M \text{ max. (en el empotramiento)} &= \frac{3}{2WL} \\
 V_x &= W \left[\frac{2l}{x} - \left(\frac{l}{x} \right)^2 \right] \\
 R = V &= W
 \end{aligned}$$



18

$$\begin{aligned}
 \Delta x &= \frac{60EI}{W} (x^3 - 5l^4x + 4l^5) \\
 \Delta \text{ max. (en el extremo libre)} &= \frac{15EI}{WL^3} \\
 M_x &= \frac{3l^2}{Wx^3} \\
 M \text{ max. (en el empotramiento)} &= \frac{3}{WL} \\
 V_x &= W \frac{l^2}{x^2} \\
 R = V &= W
 \end{aligned}$$

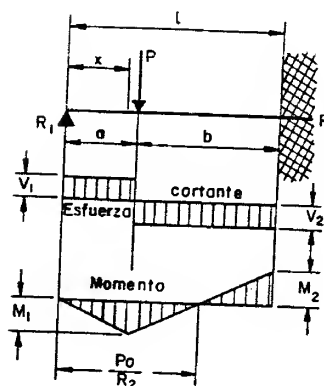


17





21



$$R_1 = V_1 \dots \dots \dots = \frac{Pb^2}{2L^3} (a + 2L)$$

$$R_2 = V_2 \dots \dots \dots = \frac{Pa^2}{2L^3} (3L^2 - a^2)$$

$$M_1 \text{ (bajo la carga)} \dots \dots \dots = R_1 a$$

$$M_2 \text{ (en el empalme)} \dots \dots \dots = \frac{Pab}{2L^2} (a + L)$$

$$M_x \text{ (cuando } x < a) \dots \dots \dots = R_1 x$$

$$M_x \text{ (cuando } x > a) \dots \dots \dots = R_1 x - P(x - a)$$

$$\Delta_{\max.} \text{ (cuando } a < .414L \text{ en } x = L \frac{(L^2 + a^2)}{(3L^2 - a^2)}) \dots \dots = \frac{Pa}{3EI} \frac{(L^2 - a^2)^3}{(3L^2 - a^2)^2}$$

$$\Delta_{\max.} \text{ (cuando } a > .414L \text{ en } x = L \sqrt{\frac{a}{2L+a}}) \dots \dots = \frac{Pab^2}{6EI} \sqrt{\frac{a}{2L+a}}$$

$$\Delta a \text{ (bajo la carga)} \dots \dots \dots = \frac{Pa^2 b^3}{12EI L^3} (3L + a)$$

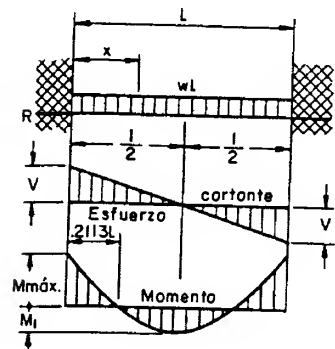
$$\Delta_x \text{ (cuando } x < a) \dots \dots \dots = \frac{Pb^2 x}{12EI L^3} (3aL^2 - 2Lx^2 - ax^2)$$

$$\Delta_x \text{ (cuando } x > a) \dots \dots \dots = \frac{Pa}{12EI L^3} (L - x)^2 (3L^2 x - a^2 x - 2a^2 L)$$

22

VIGAS DOBLEMENTE EMPOTRADAS

TABLA 1.12



$$R = V \dots \dots \dots = \frac{wL}{2}$$

$$V_x \dots \dots \dots = w \left(\frac{L}{2} - x \right)$$

$$M_{\max.} \text{ (en los apoyos)} \dots \dots \dots = \frac{wL^2}{12}$$

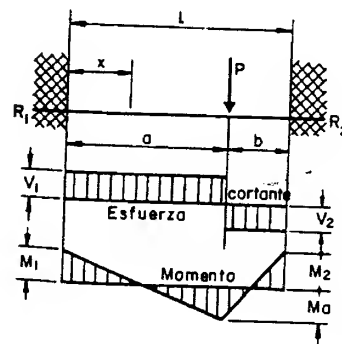
$$M_1 \text{ (en el centro)} \dots \dots \dots = \frac{wL^2}{24}$$

$$M_x \dots \dots \dots = \frac{w}{12} (6Lx - L^2 - 6x^2)$$

$$\Delta_{\max.} \text{ (en el centro)} \dots \dots \dots = \frac{wL^4}{384EI}$$

$$\Delta_x \dots \dots \dots = \frac{wx^2}{24EI} (L - x)^2$$

23



$$R_1 = V_1 \text{ (max. cuando } a < b) \dots \dots \dots = \frac{Pb^2}{L^3} (3a + b)$$

$$R_2 = V_2 \text{ (max. cuando } a > b) \dots \dots \dots = \frac{Pa^2}{L^3} (a + 3b)$$

$$M_1 \text{ (max. cuando } a < b) \dots \dots \dots = \frac{Pab^2}{L^2}$$

$$M_2 \text{ (max. cuando } a > b) \dots \dots \dots = \frac{Pa^2 b}{L^2}$$

$$M_0 \text{ (bajo la carga)} \dots \dots \dots = \frac{2Pa^2 b^2}{L^3}$$

$$M_x \text{ (cuando } x < a) \dots \dots \dots = R_1 x - \frac{Pab^2}{L^2}$$

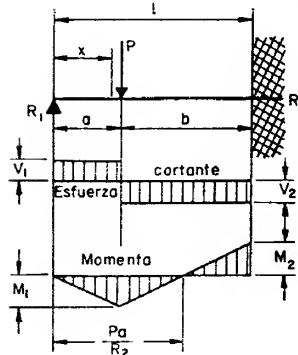
$$\Delta_{\max.} \text{ (cuando } a > b \text{ en } x = \frac{2aL}{3a+b}) \dots \dots \dots = \frac{2Pa^3 b^2}{3EI (3a+b)^2}$$

$$\Delta a \text{ (bajo la carga)} \dots \dots \dots = \frac{Pa^3 b^3}{3EI L^3}$$

$$\Delta_x \text{ (cuando } x < a) \dots \dots \dots = \frac{Pb^2 x^2}{6EI L^3} (3a - 3ax - bx)$$



21



$$R_1 = V_1 \dots \dots \dots = \frac{Pb^2}{2l^3} (a+2l)$$

$$R_2 = V_2 \dots \dots \dots = -\frac{Pa^2}{2l^3} (3l^2 - a^2)$$

$$M_1 \text{ (baja la carga)} \dots \dots \dots = R_1 a$$

$$M_2 \text{ (en el empotramiento)} \dots \dots \dots = -\frac{Pab}{2l^2} (a+l)$$

$$M_x \text{ (cuando } x < a) \dots \dots \dots = R_1 x$$

$$M_x \text{ (cuando } x > a) \dots \dots \dots = R_1 x - P(x-a)$$

$$\Delta_{\max.} \text{ (cuando } a < .414l \text{ en } x = l \frac{(l^2 + a^2)}{(3l^2 - a^2)}) \dots \dots \dots = \frac{Pa}{3EI} \frac{(l^2 - a^2)^3}{(3l^2 - a^2)^2}$$

$$\Delta_{\max.} \text{ (cuando } a > .414l \text{ en } x = l \sqrt{\frac{a}{2l+a}}) \dots \dots \dots = \frac{Pab^2}{6EI} \sqrt{\frac{a}{2l+a}}$$

$$\Delta a \text{ (baja la carga)} \dots \dots \dots = \frac{Pa^2 b^3}{12EI l^3} (3l+a)$$

$$\Delta_x \text{ (cuando } x < a) \dots \dots \dots = \frac{Pb^2 x}{12EI l^3} (3al^2 - 2lx^2 - ax^2)$$

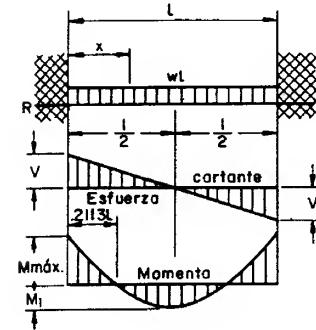
$$\Delta_x \text{ (cuando } x > a) \dots \dots \dots = -\frac{Pa}{12EI l^3} (l-x)^2 (3l^2 x - a^2 x - 2a^2 l)$$



22

VIGAS DOBLEMENTE EMPOTRADAS

TABLA I.12



$$R = V \dots \dots \dots = \frac{wL}{2}$$

$$V_x \dots \dots \dots = w \left(\frac{L}{2} - x \right)$$

$$M_{\max.} \text{ (en las apoyas)} \dots \dots \dots = \frac{wL^2}{12}$$

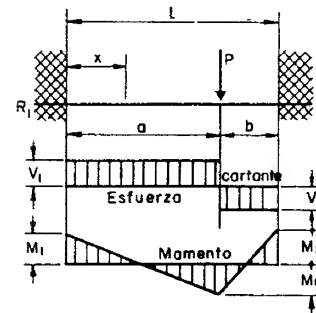
$$M_1 \text{ (en el centro)} \dots \dots \dots = \frac{wL^2}{24}$$

$$M_x \dots \dots \dots = \frac{w}{12} (6lx - L^2 - 6x^2)$$

$$\Delta_{\max.} \text{ (en el centro)} \dots \dots \dots = \frac{wL^4}{384EI}$$

$$\Delta_x \dots \dots \dots = \frac{wx^2}{24EI} (L-x)^2$$

23



$$R_1 = V_1 \text{ (max. cuando } a < b) \dots \dots \dots = \frac{Pb^2}{l^3} (3a+b)$$

$$R_2 = V_2 \text{ (max. cuando } a > b) \dots \dots \dots = -\frac{Pa^2}{l^3} (a+3b)$$

$$M_1 \text{ (max. cuando } a < b) \dots \dots \dots = \frac{Pab^2}{l^2}$$

$$M_2 \text{ (max. cuando } a > b) \dots \dots \dots = -\frac{Pa^2 b}{l^2}$$

$$M_a \text{ (baja la carga)} \dots \dots \dots = \frac{2Pa^2 b^2}{l^3}$$

$$M_x \text{ (cuando } x < a) \dots \dots \dots = R_1 x - \frac{Pab^2}{l^2}$$

$$\Delta_{\max.} \text{ (cuando } a > b \text{ en } x = \frac{2al}{3a+b}) \dots \dots \dots = \frac{2Pa^3 b^2}{3EI (3a+b)^2}$$

$$\Delta a \text{ (baja la carga)} \dots \dots \dots = \frac{Pa^3 b^3}{3EI l^3}$$

$$\Delta_x \text{ (cuando } x < a) \dots \dots \dots = -\frac{Pb^2 x^2}{6EI l^3} (3al - 3ax - bx)$$

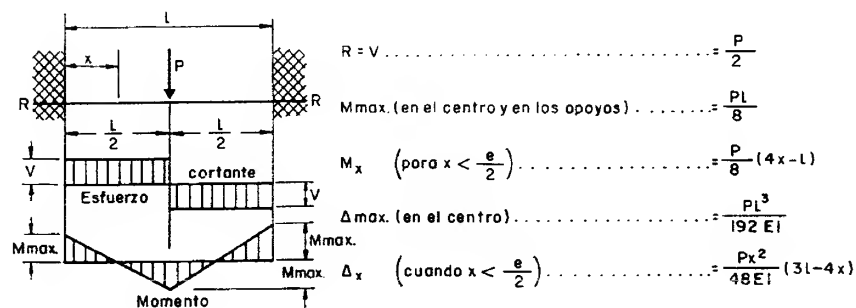
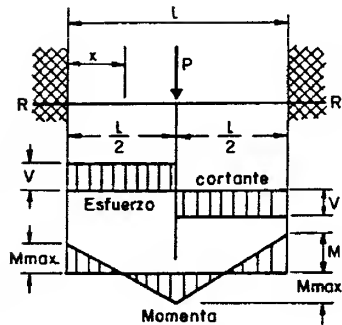


TABLA I.13

CARGA	MOMENTO EN A	MOMENTO EN EL CENTRO	MOMENTO EN B
(1)	$-\frac{PL}{8}$	$+\frac{PL}{8}$	$-\frac{PL}{8}$
(2)	$-Pla(1-a)^2$		$-Pla^2(1-a)$
(3)	$-\frac{2PL}{9}$	$+\frac{PL}{9}$	$-\frac{2PL}{9}$
(4)	$-\frac{5PL}{16}$	$+\frac{3PL}{16}$	$-\frac{5PL}{16}$
(5)	$-\frac{WL}{12}$	$+\frac{WL}{24}$	$-\frac{WL}{12}$
(6)	$-\frac{WL(1+2a-2a^2)}{12}$	$+\frac{WL(1+2a+4a^2)}{24}$	$-\frac{WL(1+2a-2a^2)}{12}$
(7)	$-\frac{WL(3a-2a^2)}{12}$	$+\frac{WLa^2}{6}$	$-\frac{WL(3a-2a^2)}{12}$
(8)	$-\frac{WLa(6-8a+3a^2)}{12}$		$-\frac{WLa^2(4-3a)}{12}$
(9)	$-\frac{5WL}{48}$	$+\frac{3WL}{48}$	$-\frac{5WL}{48}$
(10)	$-\frac{WL}{10}$		$-\frac{WL}{15}$

W = Carga total sobre la viga



$$\begin{aligned}
 R = V &= \frac{P}{2} \\
 M_{\max.} \text{ (en el centro y en los apoyos)} &= \frac{PL}{8} \\
 M_x \text{ (para } x < \frac{L}{2}) &= \frac{P}{8}(4x - L) \\
 \Delta_{\max.} \text{ (en el centro)} &= \frac{PL^3}{192EI} \\
 \Delta_x \text{ (cuando } x < \frac{L}{2}) &= \frac{Px^2}{48EI}(3L - 4x)
 \end{aligned}$$



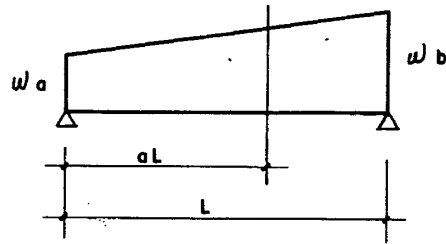
TABLA I.13

CARGA	MOMENTO EN A	MOMENTO EN EL CENTRO	MOMENTO EN B
(1)	$-\frac{PL}{8}$	$+\frac{PL}{8}$	$-\frac{PL}{8}$
(2)	$-Pla(1-a)^2$		$-Pla^2(1-a)$
(3)	$-\frac{2PL}{9}$	$+\frac{PL}{9}$	$-\frac{2PL}{9}$
(4)	$-\frac{5PL}{16}$	$+\frac{3PL}{16}$	$-\frac{5PL}{16}$
(5)	$-\frac{WL}{12}$	$+\frac{WL}{24}$	$-\frac{WL}{12}$
(6)	$-\frac{WL(1+2a-2a^2)}{12}$	$+\frac{WL(1+2a+4a^2)}{24}$	$-\frac{WL(1+2a-2a^2)}{12}$
(7)	$-\frac{WL(3a-2a^2)}{12}$	$+\frac{WLa^2}{6}$	$-\frac{WL(3a-2a^2)}{12}$
(8)	$-\frac{WLa(6-8a+3a^2)}{12}$		$-\frac{WLa^2(4-3a)}{12}$
(9)	$-\frac{5WL}{48}$	$+\frac{3WL}{48}$	$-\frac{5WL}{48}$
(10)	$-\frac{WL}{10}$		$-\frac{WL}{15}$

W = Carga total sobre la viga



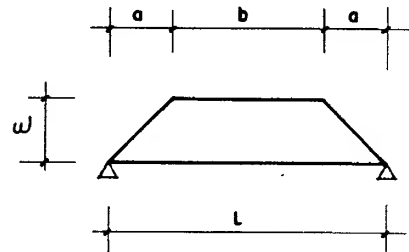
TABLA N° 1.14



aL = PUNTO DE MOMENTO MAXIMO

$$M = \frac{(w_a + w_b) L^2}{c}$$

$\frac{w_a}{w_b}$	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
a	0,577	0,566	0,555	0,545	0,536	0,528	0,529	0,514	0,508	0,504	0,500
c	15,58	15,64	15,70	15,78	15,82	15,86	15,89	15,92	15,96	15,98	16,00



$$V_A = V_B = \frac{w(L-a)}{2}$$

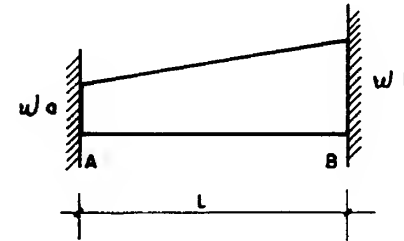
$$M_{MAX.} = \frac{wL^2}{8} - \frac{wa^2}{6} = CwL^2$$

$$x = \frac{L}{2} = \text{PUNTO DE MOMENTO MAXIMO}$$

a/L	0,00	0,10	0,20	0,30	0,40	0,50
C	0,1250	0,1083	0,0917	0,0750	0,0583	0,0417



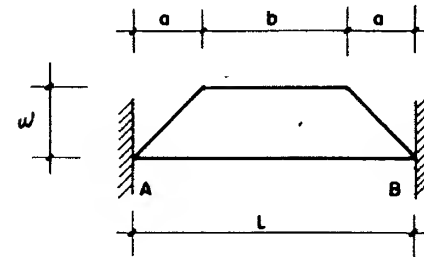
TABLA N° 1.15



$$ME_A = -C_a \left(\frac{w_a + w_b}{2} \right) L^2$$

$$ME_B = -C_b \left(\frac{w_a + w_b}{2} \right) L^2$$

$\frac{w_a}{w_b}$	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
C_a	0,0867	0,0697	0,0722	0,0744	0,0761	0,0778	0,0792	0,0803	0,0813	0,0823	0,0833
C_b	0,1000	0,0970	0,0945	0,0924	0,0905	0,0887	0,0875	0,0863	0,0854	0,0843	0,0833



$$ME_A = ME_B = -C \times w L^2$$

a/L	0,01	0,05	0,10	0,15	0,20	0,25	0,30	0,35	0,40	0,45	0,50
C	0,0833	0,0829	0,0817	0,0799	0,0773	0,0742	0,0706	0,0665	0,0620	0,0571	0,0520



TABLA I.16

The diagram illustrates coefficient values for shear forces and reactions across different beam configurations. The coefficients are arranged in rows, with a central vertical line separating the two categories.

Left Side (Shear Force Coefficients):

- Row 1: Δ 0.39, Δ 0.61, Δ 0.53, Δ 0.47, Δ 0.49, Δ 0.51, Δ 0.50
- Row 2: Δ 0.39, Δ 0.61, Δ 0.53, Δ 0.47, Δ 0.49, Δ 0.51, Δ 0.50
- Row 3: Δ 0.39, Δ 0.61, Δ 0.53, Δ 0.47, Δ 0.49, Δ 0.51, Δ 0.50
- Row 4: Δ 0.39, Δ 0.61, Δ 0.53, Δ 0.47, Δ 0.49, Δ 0.51, Δ 0.50
- Row 5: Δ 0.39, Δ 0.61, Δ 0.53, Δ 0.47, Δ 0.49, Δ 0.51, Δ 0.50
- Row 6: Δ 0.39, Δ 0.61, Δ 0.53, Δ 0.47, Δ 0.49, Δ 0.51, Δ 0.50
- Row 7: Δ 0.39, Δ 0.61, Δ 0.53, Δ 0.47, Δ 0.49, Δ 0.51, Δ 0.50
- Row 8: Δ 0.39, Δ 0.61, Δ 0.53, Δ 0.47, Δ 0.49, Δ 0.51, Δ 0.50
- Row 9: Δ 0.39, Δ 0.61, Δ 0.53, Δ 0.47, Δ 0.49, Δ 0.51, Δ 0.50
- Row 10: Δ 0.39, Δ 0.61, Δ 0.53, Δ 0.47, Δ 0.49, Δ 0.51, Δ 0.50
- Row 11: Δ 0.39, Δ 0.61, Δ 0.53, Δ 0.47, Δ 0.49, Δ 0.51, Δ 0.50
- Row 12: Δ 0.39, Δ 0.61, Δ 0.53, Δ 0.47, Δ 0.49, Δ 0.51, Δ 0.50
- Row 13: Δ 0.39, Δ 0.61, Δ 0.53, Δ 0.47, Δ 0.49, Δ 0.51, Δ 0.50
- Row 14: Δ 0.39, Δ 0.61, Δ 0.53, Δ 0.47, Δ 0.49, Δ 0.51, Δ 0.50
- Row 15: Δ 0.39, Δ 0.61, Δ 0.53, Δ 0.47, Δ 0.49, Δ 0.51, Δ 0.50
- Row 16: Δ 0.39, Δ 0.61, Δ 0.53, Δ 0.47, Δ 0.49, Δ 0.51, Δ 0.50
- Row 17: Δ 0.39, Δ 0.61, Δ 0.53, Δ 0.47, Δ 0.49, Δ 0.51, Δ 0.50
- Row 18: Δ 0.39, Δ 0.61, Δ 0.53, Δ 0.47, Δ 0.49, Δ 0.51, Δ 0.50
- Row 19: Δ 0.39, Δ 0.61, Δ 0.53, Δ 0.47, Δ 0.49, Δ 0.51, Δ 0.50
- Row 20: Δ 0.39, Δ 0.61, Δ 0.53, Δ 0.47, Δ 0.49, Δ 0.51, Δ 0.50
- Row 21: Δ 0.39, Δ 0.61, Δ 0.53, Δ 0.47, Δ 0.49, Δ 0.51, Δ 0.50
- Row 22: Δ 0.39, Δ 0.61, Δ 0.53, Δ 0.47, Δ 0.49, Δ 0.51, Δ 0.50
- Row 23: Δ 0.39, Δ 0.61, Δ 0.53, Δ 0.47, Δ 0.49, Δ 0.51, Δ 0.50
- Row 24: Δ 0.39, Δ 0.61, Δ 0.53, Δ 0.47, Δ 0.49, Δ 0.51, Δ 0.50
- Row 25: Δ 0.39, Δ 0.61, Δ 0.53, Δ 0.47, Δ 0.49, Δ 0.51, Δ 0.50
- Row 26: Δ 0.39, Δ 0.61, Δ 0.53, Δ 0.47, Δ 0.49, Δ 0.51, Δ 0.50
- Row 27: Δ 0.39, Δ 0.61, Δ 0.53, Δ 0.47, Δ 0.49, Δ 0.51, Δ 0.50
- Row 28: Δ 0.39, Δ 0.61, Δ 0.53, Δ 0.47, Δ 0.49, Δ 0.51, Δ 0.50
- Row 29: Δ 0.39, Δ 0.61, Δ 0.53, Δ 0.47, Δ 0.49, Δ 0.51, Δ 0.50
- Row 30: Δ 0.39, Δ 0.61, Δ 0.53, Δ 0.47, Δ 0.49, Δ 0.51, Δ 0.50
- Row 31: Δ 0.39, Δ 0.61, Δ 0.53, Δ 0.47, Δ 0.49, Δ 0.51, Δ 0.50
- Row 32: Δ 0.39, Δ 0.61, Δ 0.53, Δ 0.47, Δ 0.49, Δ 0.51, Δ 0.50
- Row 33: Δ 0.39, Δ 0.61, Δ 0.53, Δ 0.47, Δ 0.49, Δ 0.51, Δ 0.50
- Row 34: Δ 0.39, Δ 0.61, Δ 0.53, Δ 0.47, Δ 0.49, Δ 0.51, Δ 0.50
- Row 35: Δ 0.39, Δ 0.61, Δ 0.53, Δ 0.47, Δ 0.49, Δ 0.51, Δ 0.50
- Row 36: Δ 0.39, Δ 0.61, Δ 0.53, Δ 0.47, Δ 0.49, Δ 0.51, Δ 0.50
- Row 37: Δ 0.39, Δ 0.61, Δ 0.53, Δ 0.47, Δ 0.49, Δ 0.51, Δ 0.50
- Row 38: Δ 0.39, Δ 0.61, Δ 0.53, Δ 0.47, Δ 0.49, Δ 0.51, Δ 0.50
- Row 39: Δ 0.39, Δ 0.61, Δ 0.53, Δ 0.47, Δ 0.49, Δ 0.51, Δ 0.50
- Row 40: Δ 0.39, Δ 0.61, Δ 0.53, Δ 0.47, Δ 0.49, Δ 0.51, Δ 0.50
- Row 41: Δ 0.39, Δ 0.61, Δ 0.53, Δ 0.47, Δ 0.49, Δ 0.51, Δ 0.50
- Row 42: Δ 0.39, Δ 0.61, Δ 0.53, Δ 0.47, Δ 0.49, Δ 0.51, Δ 0.50
- Row 43: Δ 0.39, Δ 0.61, Δ 0.53, Δ 0.47, Δ 0.49, Δ 0.51, Δ 0.50
- Row 44: Δ 0.39, Δ 0.61, Δ 0.53, Δ 0.47, Δ 0.49, Δ 0.51, Δ 0.50
- Row 45: Δ 0.39, Δ 0.61, Δ 0.53, Δ 0.47, Δ 0.49, Δ 0.51, Δ 0.50
- Row 46: Δ 0.39, Δ 0.61, Δ 0.53, Δ 0.47, Δ 0.49, Δ 0.51, Δ 0.50
- Row 47: Δ 0.39, Δ 0.61, Δ 0.53, Δ 0.47, Δ 0.49, Δ 0.51, Δ 0.50
- Row 48: Δ 0.39, Δ 0.61, Δ 0.53, Δ 0.47, Δ 0.49, Δ 0.51, Δ 0.50
- Row 49: Δ 0.39, Δ 0.61, Δ 0.53, Δ 0.47, Δ 0.49, Δ 0.51, Δ 0.50
- Row 50: Δ 0.39, Δ 0.61, Δ 0.53, Δ 0.47, Δ 0.49, Δ 0.51, Δ 0.50
- Row 51: Δ 0.39, Δ 0.61, Δ 0.53, Δ 0.47, Δ 0.49, Δ 0.51, Δ 0.50
- Row 52: Δ 0.39, Δ 0.61, Δ 0.53, Δ 0.47, Δ 0.49, Δ 0.51, Δ 0.50
- Row 53: Δ 0.39, Δ 0.61, Δ 0.53, Δ 0.47, Δ 0.49, Δ 0.51, Δ 0.50
- Row 54: Δ 0.39, Δ 0.61, Δ 0.53, Δ 0.47, Δ 0.49, Δ 0.51, Δ 0.50
- Row 55: Δ 0.39, Δ 0.61, Δ 0.53, Δ 0.47, Δ 0.49, Δ 0.51, Δ 0.50
- Row 56: Δ 0.39, Δ 0.61, Δ 0.53, Δ 0.47, Δ 0.49, Δ 0.51, Δ 0.50
- Row 57: Δ 0.39, Δ 0.61, Δ 0.53, Δ 0.47, Δ 0.49, Δ 0.51, Δ 0.50
- Row 58: Δ 0.39, Δ 0.61, Δ 0.53, Δ 0.47, Δ 0.49, Δ 0.51, Δ 0.50
- Row 59: Δ 0.39, Δ 0.61, Δ 0.53, Δ 0.47, Δ 0.49, Δ 0.51, Δ 0.50
- Row 60: Δ 0.39, Δ 0.61, Δ 0.53, Δ 0.47, Δ 0.49, Δ 0.51, Δ 0.50
- Row 61: Δ 0.39, Δ 0.61, Δ 0.53, Δ 0.47, Δ 0.49, Δ 0.51, Δ 0.50
- Row 62: Δ 0.39, Δ 0.61, Δ 0.53, Δ 0.47, Δ 0.49, Δ 0.51, Δ 0.50
- Row 63: Δ 0.39, Δ 0.61, Δ 0.53, Δ 0.47, Δ 0.49, Δ 0.51, Δ 0.50
- Row 64: Δ 0.39, Δ 0.61, Δ 0.53, Δ 0.47, Δ 0.49, Δ 0.51, Δ 0.50
- Row 65: Δ 0.39, Δ 0.61, Δ 0.53, Δ 0.47, Δ 0.49, Δ 0.51, Δ 0.50
- Row 66: Δ 0.39, Δ 0.61, Δ 0.53, Δ 0.47, Δ 0.49, Δ 0.51, Δ 0.50
- Row 67: Δ 0.39, Δ 0.61, Δ 0.53, Δ 0.47, Δ 0.49, Δ 0.51, Δ 0.50
- Row 68: Δ 0.39, Δ 0.61, Δ 0.53, Δ 0.47, Δ 0.49, Δ 0.51, Δ 0.50
- Row 69: Δ 0.39, Δ 0.61, Δ 0.53, Δ 0.47, Δ 0.49, Δ 0.51, Δ 0.50
- Row 70: Δ 0.39, Δ 0.61, Δ 0.53, Δ 0.47, Δ 0.49, Δ 0.51, Δ 0.50
- Row 71: Δ 0.39, Δ 0.61, Δ 0.53, Δ 0.47, Δ 0.49, Δ 0.51, Δ 0.50
- Row 72: Δ 0.39, Δ 0.61, Δ 0.53, Δ 0.47, Δ 0.49, Δ 0.51, Δ 0.50
- Row 73: Δ 0.39, Δ 0.61, Δ 0.53, Δ 0.47, Δ 0.49, Δ 0.51, Δ 0.50
- Row 74: Δ 0.39, Δ 0.61, Δ 0.53, Δ 0.47, Δ 0.49, Δ 0.51, Δ 0.50
- Row 75: Δ 0.39, Δ 0.61, Δ 0.53, Δ 0.47, Δ 0.49, Δ 0.51, Δ 0.50
- Row 76: Δ 0.39, Δ 0.61, Δ 0.53, Δ 0.47, Δ 0.49, Δ 0.51, Δ 0.50
- Row 77: Δ 0.39, Δ 0.61, Δ 0.53, Δ 0.47, Δ 0.49, Δ 0.51, Δ 0.50
- Row 78: Δ 0.39, Δ 0.61, Δ 0.53, Δ 0.47, Δ 0.49, Δ 0.51, Δ 0.50
- Row 79: Δ 0.39, Δ 0.61, Δ 0.53, Δ 0.47, Δ 0.49, Δ 0.51, Δ 0.50
- Row 80: Δ 0.39, Δ 0.61, Δ 0.53, Δ 0.47, Δ 0.49, Δ 0.51, Δ 0.50
- Row 81: Δ 0.39, Δ 0.61, Δ 0.53, Δ 0.47, Δ 0.49, Δ 0.51, Δ 0.50
- Row 82: Δ 0.39, Δ 0.61, Δ 0.53, Δ 0.47, Δ 0.49, Δ 0.51, Δ 0.50
- Row 83: Δ 0.39, Δ 0.61, Δ 0.53, Δ 0.47, Δ 0.49, Δ 0.51, Δ 0.50
- Row 84: Δ 0.39, Δ 0.61, Δ 0.53, Δ 0.47, Δ 0.49, Δ 0.51, Δ 0.50
- Row 85: Δ 0.39, Δ 0.61, Δ 0.53, Δ 0.47, Δ 0.49, Δ 0.51, Δ 0.50
- Row 86: Δ 0.39, Δ 0.61, Δ 0.53, Δ 0.47, Δ 0.49, Δ 0.51, Δ 0.50
- Row 87: Δ 0.39, Δ 0.61, Δ 0.53, Δ 0.47, Δ 0.49, Δ 0.51, Δ 0.50
- Row 88: Δ 0.39, Δ 0.61, Δ 0.53, Δ 0.47, Δ 0.49, Δ 0.51, Δ 0.50
- Row 89: Δ 0.39, Δ 0.61, Δ 0.53, Δ 0.47, Δ 0.49, Δ 0.51, Δ 0.50
- Row 90: Δ 0.39, Δ 0.61, Δ 0.53, Δ 0.47, Δ 0.49, Δ 0.51, Δ 0.50
- Row 91: Δ 0.39, Δ 0.61, Δ 0.53, Δ 0.47, Δ 0.49, Δ 0.51, Δ 0.50
- Row 92: Δ 0.39, Δ 0.61, Δ 0.53, Δ 0.47, Δ 0.49, Δ 0.51, Δ 0.50
- Row 93: Δ 0.39, Δ 0.61, Δ 0.53, Δ 0.47, Δ 0.49, Δ 0.51, Δ 0.50
- Row 94: Δ 0.39, Δ 0.61, Δ 0.53, Δ 0.47, Δ 0.49, Δ 0.51, Δ 0.50
- Row 95: Δ 0.39, Δ 0.61, Δ 0.53, Δ 0.47, Δ 0.49, Δ 0.51, Δ 0.50
- Row 96: Δ 0.39, Δ 0.61, Δ 0.53, Δ 0.47, Δ 0.49, Δ 0.51, Δ 0.50
- Row 97: Δ 0.39, Δ 0.61, Δ 0.53, Δ 0.47, Δ 0.49, Δ 0.51, Δ 0.50
- Row 98: Δ 0.39, Δ 0.61, Δ 0.53, Δ 0.47, Δ 0.49, Δ 0.51, Δ 0.50
- Row 99: Δ 0.39, Δ 0.61, Δ 0.53, Δ 0.47, Δ 0.49, Δ 0.51, Δ 0.50
- Row 100: Δ 0.39, Δ 0.61, Δ 0.53, Δ 0.47, Δ 0.49, Δ 0.51, Δ 0.50

Right Side (Reaction Coefficients):

- Row 1: Δ 1.01, Δ 0.96, Δ 1.14, Δ 0.39
- Row 2: Δ 1.01, Δ 0.96, Δ 1.14, Δ 0.39
- Row 3: Δ 1.01, Δ 0.96, Δ 1.14, Δ 0.39
- Row 4: Δ 1.01, Δ 0.96, Δ 1.14, Δ 0.39
- Row 5: Δ 1.01, Δ 0.96, Δ 1.14, Δ 0.39
- Row 6: Δ 1.01, Δ 0.96, Δ 1.14, Δ 0.39
- Row 7: Δ 1.01, Δ 0.96, Δ 1.14, Δ 0.39
- Row 8: Δ 1.01, Δ 0.96, Δ 1.14, Δ 0.39
- Row 9: Δ 1.01, Δ 0.96, Δ 1.14, Δ 0.39
- Row 10: Δ 1.01, Δ 0.96, Δ 1.14, Δ 0.39
- Row 11: Δ 1.01, Δ 0.96, Δ 1.14, Δ 0.39
- Row 12: Δ 1.01, Δ 0.96, Δ 1.14, Δ 0.39
- Row 13: Δ 1.01, Δ 0.96, Δ 1.14, Δ 0.39
- Row 14: Δ 1.01, Δ 0.96, Δ 1.14, Δ 0.39
- Row 15: Δ 1.01, Δ 0.96, Δ 1.14, Δ 0.39
- Row 16: Δ 1.01, Δ 0.96, Δ 1.14, Δ 0.39
- Row 17: Δ 1.01, Δ 0.96, Δ 1.14, Δ 0.39
- Row 18: Δ 1.01, Δ 0.96, Δ 1.14, Δ 0.39
- Row 19: Δ 1.01, Δ 0.96, Δ 1.14, Δ 0.39
- Row 20: Δ 1.01, Δ 0.96, Δ 1.14, Δ 0.39
- Row 21: Δ 1.01, Δ 0.96, Δ 1.14, Δ 0.39
- Row 22: Δ 1.01, Δ 0.96, Δ 1.14, Δ 0.39
- Row 23: Δ 1.01, Δ 0.96, Δ 1.14, Δ 0.39
- Row 24: Δ 1.01, Δ 0.96, Δ 1.14, Δ 0.39
- Row 25: Δ 1.01, Δ 0.96, Δ 1.14, Δ 0.39
- Row 26: Δ 1.01, Δ 0.96, Δ 1.14, Δ 0.39
- Row 27: Δ 1.01, Δ 0.96, Δ 1.14, Δ 0.39
- Row 28: Δ 1.01, Δ 0.96, Δ 1.14, Δ 0.39
- Row 29: Δ 1.01, Δ 0.96, Δ 1.14, Δ 0.39
- Row 30: Δ 1.01, Δ 0.96, Δ 1.14, Δ 0.39
- Row 31: Δ 1.01, Δ 0.96, Δ 1.14, Δ 0.39
- Row 32: Δ 1.01, Δ 0.96, Δ 1.14, Δ 0.39
- Row 33: Δ 1.01, Δ 0.96, Δ 1.14, Δ 0.39
- Row 34: Δ 1.01, Δ 0.96, Δ 1.14, Δ 0.39
- Row 35: Δ 1.01, Δ 0.96, Δ 1.14, Δ 0.39
- Row



TABLA I.17

Diagram showing the distribution of coefficients for moments at supports and in spans for various load cases. The diagram consists of seven horizontal bars, each representing a different load case. The left end of each bar is labeled "COEFICIENTE PARA MOMENTOS EN LOS APOYOS" and the right end is labeled "COEFICIENTE C PARA MOMENTOS EN LOS TRAMOS". The bars are connected by a central vertical line. The values for each bar are:

- Bar 1: -0.106, -0.077, -0.085, 0.040, 0.043, 0.034, 0.076
- Bar 2: -0.016, -0.077, -0.087, 0.043, 0.034, 0.076
- Bar 3: -0.105, -0.079, 0.046, 0.035, 0.076
- Bar 4: -0.107, -0.071, 0.039, 0.076
- Bar 5: -0.100, 0.025, 0.080
- Bar 6: -0.125, 0.070
- Bar 7: 0.125

COEFICIENTE PARA MOMENTOS EN LOS APOYOS

COEFICIENTE C PARA MOMENTOS EN

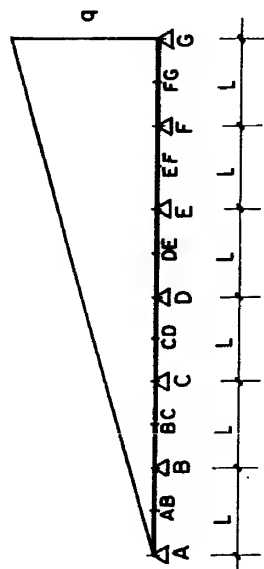
w = CARGA UNIFORME

l = LUZ DEL TRAMO

$M = C_w \cdot l^2$



TABLA N° 1.18



n = NUMERO DE TRAMOS

$$P = \frac{q n L}{2}$$

$$M = C P L$$

COEFICIENTE C PARA EL CALCULO DE MOMENTOS

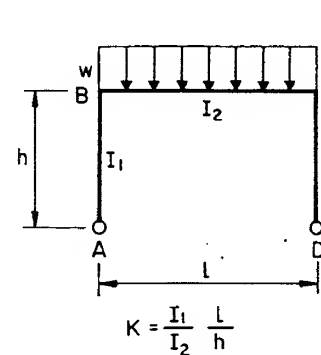
$M \backslash n$	2	3	4	5	6
M_B	-0.0625	-0.0148	-0.0112	-0.0065	-0.0047
M_C	—	-0.0519	-0.0179	-0.0140	-0.0091
M_D	—	—	-0.0424	-0.0176	-0.0144
M_E	—	—	—	-0.0356	-0.0165
M_F	—	—	—	—	-0.0306
M_{AB}	0.0640	0.0066	0.0025	0.0019	0.0012
M_{BC}	0.0670	0.0095	0.0089	0.0048	0.0036
M_{CD}	—	0.0468	0.0095	0.0092	0.0057
M_{DE}	—	—	0.0036	0.0088	0.0088
M_{EF}	—	—	—	0.0293	0.0080
M_{FG}	—	—	—	—	0.0247



TABLA N° 1.19

DOBLEMENTE ARTICULADOS

①



$$H = \frac{w l^2}{4 h (2k+3)}$$

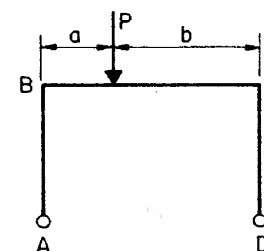
$$V_A = \frac{w l}{2}$$

$$M_B = M_C = -H h$$

$$M_{max} (tramo) = \frac{2k+1}{2k+3} \frac{p l^2}{8}$$

$$K = \frac{I_1}{I_2} \frac{l}{h}$$

②



$$H = \frac{3 P a b}{2 h l (2k+3)}$$

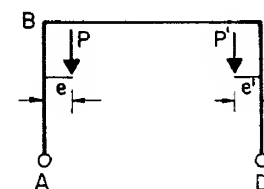
$$V_A = \frac{P b}{l}$$

$$M_B = M_C = -H h$$

$$M_{max} (tramo) = \frac{4k+3}{2k+3} \frac{P a b}{2 l}$$

$$V_D = \frac{P a}{l}$$

③



$$H = \frac{3(Pe - P'e') [K(h^2 - e^2) + h^2]}{2h^3(2k+3)}$$

$$V_A = \frac{P'e' + P(l-e)}{l}$$

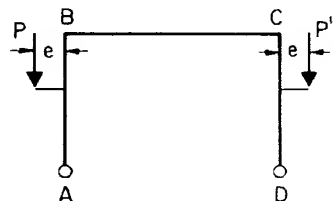
$$M_B = Pe - Hh$$

$$M_C = P'e' - Hh$$

$$V_D = \frac{Pe + P'(l-e')}{l}$$



4



$$H = \frac{3(Pe + P'e') [k(h^2 - a^2) + h^2]}{2h^3(2k+3)}$$

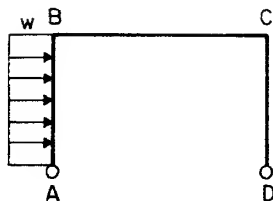
$$V_A = \frac{P(l+e) - P'e'}{l}$$

$$M_B = Hh - Pe$$

$$M_C = Hh - P'e'$$

$$V_D = \frac{P(e - e') - Pe}{l}$$

5



$$H = \frac{11k+18}{2k+3} \frac{wh}{8}$$

$$H_D = ph - H$$

$$V_A = -\frac{wh^2}{2l}$$

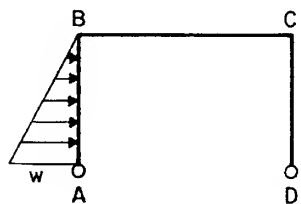
$$V_D = \frac{wh^2}{2l}$$

$$M_B = \frac{3wh^2}{8} \times \frac{k+2}{2k+3}$$

$$M_C = -\frac{wh^2}{8} \left(\frac{5k+6}{2k+3} \right)$$

$$M_{max} = \frac{w}{2} \left(\frac{h}{8} \times \frac{11k+18}{2k+3} \right)^2$$

6



$$H = \frac{wh}{40} \frac{31k+50}{2k+3}$$

$$H_D = \frac{ph}{2} - H$$

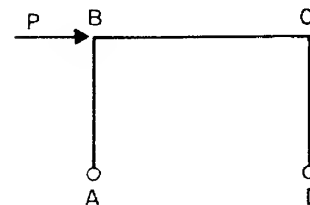
$$V_A = -\frac{wh^2}{6l}$$

$$V_D = \frac{wh^2}{6l}$$

$$M_B = \frac{wh^2}{120} \times \frac{13k+30}{2k+3}$$

$$M_C = -\frac{wh^2}{40} \times \frac{9k+10}{2k+3}$$

7



$$H = \frac{P}{2}$$

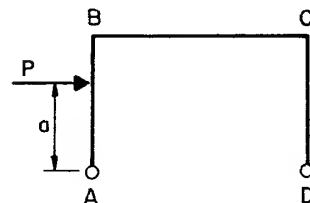
$$V_A = -\frac{Ph}{l}$$

$$V_D = \frac{Ph}{l}$$

$$M_B = \frac{1}{2} Ph$$

$$M_C = -\frac{1}{2} Ph$$

8



$$H = \frac{Pa}{2} \frac{3h^2 + k(3h^2 - a^2)}{h^3(2k+3)}$$

$$V_A = -\frac{Pa}{l}$$

$$V_D = \frac{Pa}{l}$$

$$M_B = Pa - Hh$$

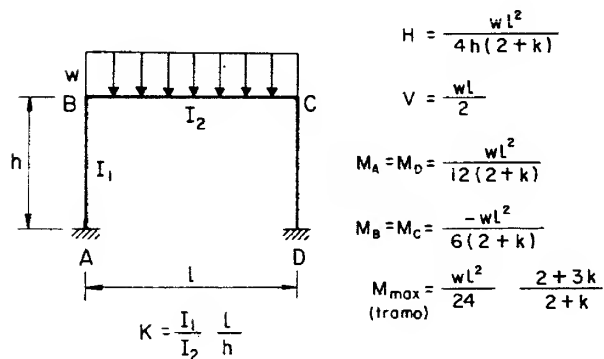
$$M_C = -Hh$$



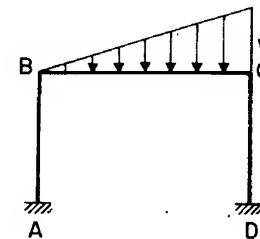
9

DOBLEMENTE EMPOTRADOS

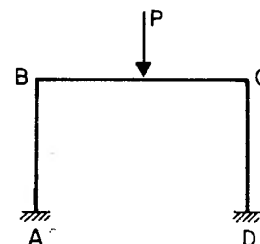
TABLA I.20



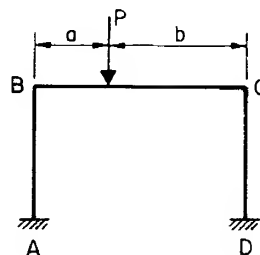
10



11

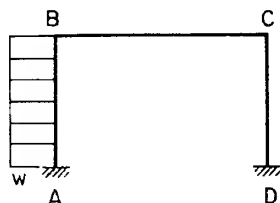


12





13



$$H_D = \frac{wh}{8} \frac{3+2k}{2+k}$$

$$H_A = wh - H_D$$

$$V_A = \frac{whk}{L(1+6k)}$$

$$V_D = -V_A$$

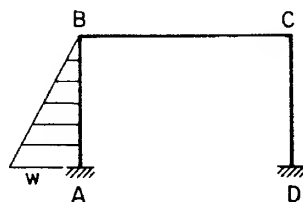
$$M_A = -\frac{wh^2}{24} \left(12 - \frac{9+5k}{2+k} - \frac{12K}{1+6K} \right)$$

$$M_D = -\frac{wh^2}{24} \left(\frac{9+5k}{2+k} - \frac{12K}{1+6K} \right)$$

$$M_B = -M_A - H_A h + \frac{ph^2}{2}$$

$$M_C = -M_D - H_D h$$

14



$$H_D = \frac{wh}{40} \frac{4+3k}{2+k}$$

$$H_A = \frac{wh}{2} - H_D$$

$$V = \frac{wKh^2}{4L(1+6K)}$$

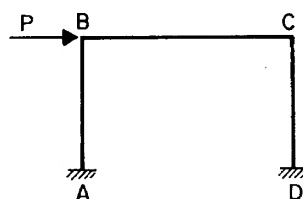
$$M_A = -\frac{wh^2}{120} \left(20 - \frac{12+7K}{2+k} - \frac{15K}{1+6K} \right)$$

$$M_D = -\frac{wh^2}{120} \left(\frac{12+7K}{2+k} - \frac{15K}{1+6K} \right)$$

$$M_B = -M_A - H_A h + \frac{ph^2}{6}$$

$$M_C = -M_D - H_D h$$

15



$$H = \frac{P}{2}$$

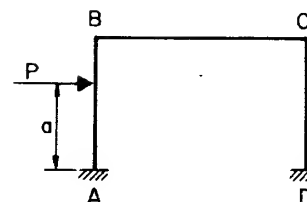
$$V = \frac{3PhK}{L(1+6K)}$$

$$M_A = M_D = -\frac{Ph}{2} \frac{1+3K}{1+6K}$$

$$M_B = M_C = -\frac{Ph}{2} \frac{1+3K}{1+6K}$$



16



$$H_D = \frac{P \left(\frac{a}{L} \right)^2}{2(2+k)} \left[3(1+k) - \frac{a}{L} (1+2k) \right]$$

$$H_A = P - H_D$$

$$V_A = \frac{3Pa^2k}{L^2(1+6k)}$$

$$M_A = -\frac{Pa^2}{2L} \left[\frac{2L}{a} - \frac{3+2K - \frac{a}{L}(1+K)}{2+K} - \frac{3K}{1+6K} \right]$$

$$M_D = -\frac{Pa^2}{2L} \left[\frac{3+2K - \frac{a}{L}(1+K)}{2+K} - \frac{3K}{1+6K} \right]$$

$$M_B = -M_A - H_A h + P(h-a)$$

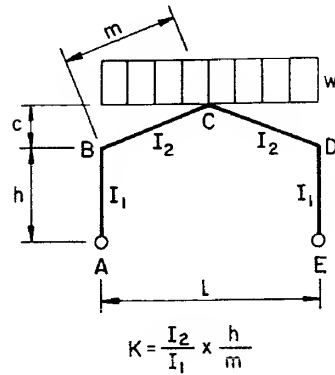
$$M_C = M - H_D h$$



17

DOBLEMENTE ARTICULADOS Y VIGA QUEBRADA

TABLA 1.21



$$H = \frac{wl^2(8h+5c)}{32[h^2(3+K)+c(3h+c)]}$$

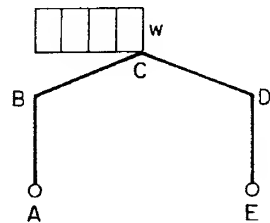
$$V = \frac{wl}{2}$$

$$M_B = -Hh$$

$$M_D = -Hh$$

$$K = \frac{I_2}{I_1} \times \frac{h}{m}$$

18



$$H = \frac{wl^2(8h+5c)}{64[h^2(3+K)+c(3h+c)]}$$

$$V_A = \frac{3wl}{8}$$

$$V_E = \frac{wl}{8}$$

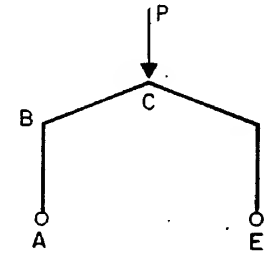
$$M_B = -Hh$$

$$M_C = V_E \frac{l}{2} - H(h+c)$$

$$M_D = -Hh$$



19



$$H = \frac{Pl(3h+2c)}{8[h^2(3+K)+c(3h+c)]}$$

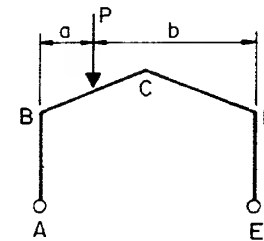
$$V = \frac{P}{2}$$

$$M_B = -Hh$$

$$M_C = \frac{Pa}{L} - H(h+c)$$

$$M_D = -Hh$$

20



$$H = \frac{Pa}{4l^2} \frac{6hbl+c(3l^2-4a^2)}{[h^2(3+K)+c(3h+c)]}$$

$$V_A = \frac{Pb}{L}$$

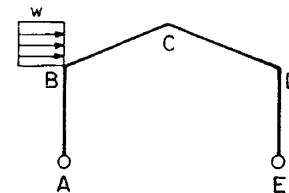
$$V_E = \frac{Pa}{L}$$

$$M_B = -Hh$$

$$M_C = \frac{Pa}{L} - H(h+c)$$

$$M_D = -Hh$$

21



$$H_E = \frac{wc}{16} \frac{[8h(3+k)+5c(4h+c)]}{h(3+k)+c(3h+c)}$$

$$H_A = wc - Hc$$

$$V = \frac{wc(2h+c)}{2L}$$

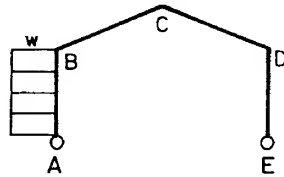
$$M_B = H_A h$$

$$M_C = V_E \frac{L}{2} - H(h+c)$$

$$M_D = H_E h$$



22



$$H_E = \frac{wh^2}{16} \left[\frac{5hk + 12h + 6c}{h^2(3+k) + c(3h+c)} \right]$$

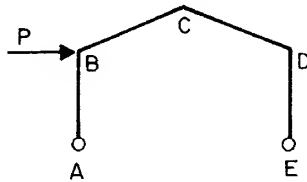
$$V = \frac{wh^2}{2l}$$

$$M_B = \frac{wh^2}{2} - H_A h$$

$$M_C = \frac{ph^2}{4} - H_E(h+c)$$

$$M_D = -H_E h$$

23



$$H_E = \frac{Ph}{4} \left[\frac{k(3h-1) + 3(2h+c)}{h^2(3+k) + c(3h+c)} \right]$$

$$H_A = P - H$$

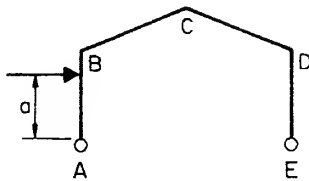
$$V = P$$

$$M_B = H_A h$$

$$M_C = \frac{Pl}{2} - H_E(h+c)$$

$$M_D = -H_E h$$

24



$$H_E = Pa \frac{k(3h - \frac{a}{h}) + 3(2h+c)}{4[h^2(3+k) + c(3h+c)]}$$

$$H_A = P - H_E$$

$$V = \frac{Pa}{L}$$

$$M_B = -P(h-a) + H_A h$$

$$M_C = V_E \frac{L}{2} - H_E(h+c)$$

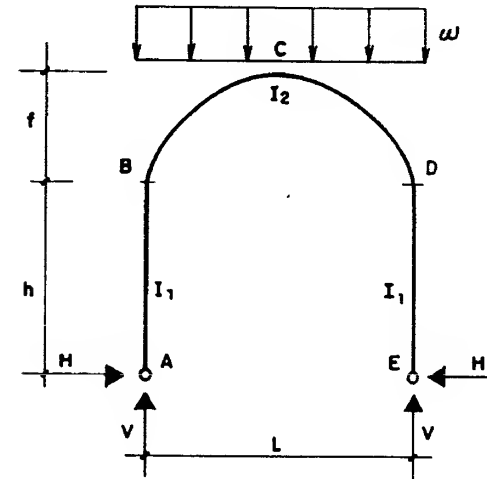
$$M_D = -H_E h$$



TABLA N°1.22

25

VIGA DE DIRECTRIZ PARABOLICA



$$H = \frac{\omega L^2}{2hA} \left(5 + \frac{4f}{h} \right)$$

$$V = \frac{\omega L}{2}$$

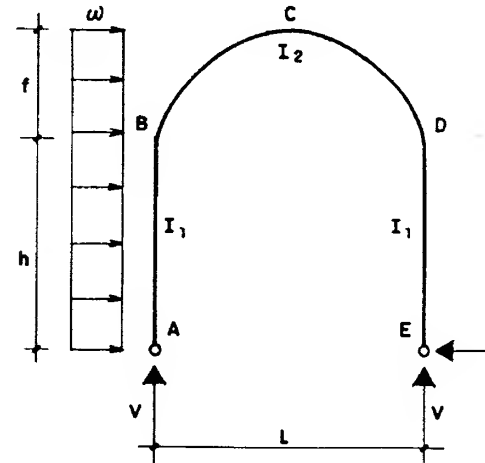
$$M_B = M_D = -Hh$$

$$M_C = \frac{\omega L^2}{8} - H(h+f)$$

$$K = \frac{I_2}{I_1} \times \frac{h}{L}$$

$$A = 2 \left(10K + 15 + \frac{20f}{h} + \frac{8f^2}{h} \right)$$

26



$$V = \frac{\omega(h+f)^2}{2L}$$

$$H_E = \frac{\omega h}{28A} \left[175K + 210 + 280K \frac{f}{h} + 560 \frac{f}{h} + 448 \left(\frac{f}{h} \right)^2 + 128 \left(\frac{f}{h} \right)^3 \right]$$

$$H_A = \omega(h+f) - H_E$$

$$M_B = H_A h - \frac{\omega h^2}{2}$$

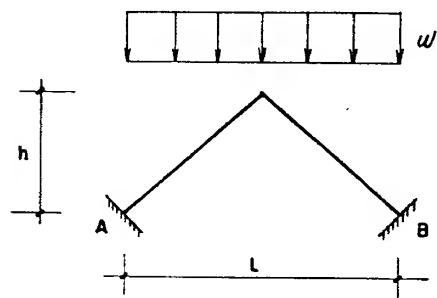
$$M_C = \frac{VL}{2} - H_E(h+f)$$



27

TABLA N° 1.23

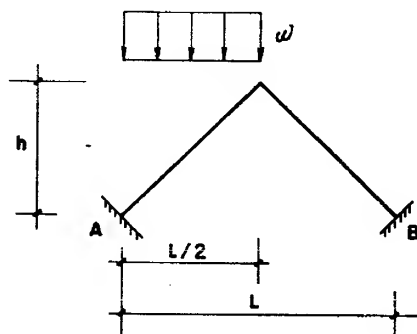
PORTICOS TRIANGULARES DE SECCION CONSTANTE



$$H_A = H_B = \frac{w L^2}{8 h}$$

$$ME_A = ME_B = \frac{w L^2}{8 h}$$

28

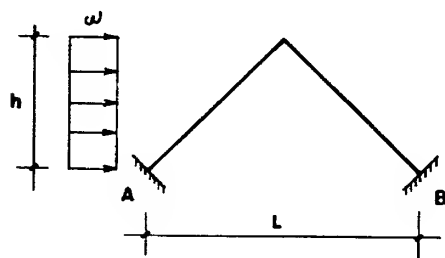


$$H_A = H_B = \frac{w L^2}{16 h}$$

$$ME_A = \frac{5 w L^2}{192}$$

$$ME_B = \frac{w L^2}{192}$$

29



$$H_A = -\frac{3 w L}{4}$$

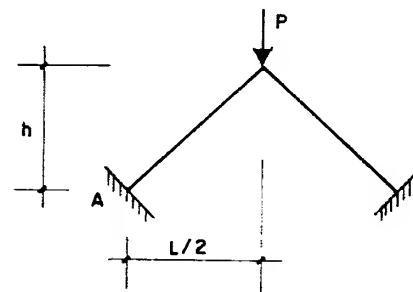
$$H_B = \frac{w h}{4}$$

$$ME_A = \frac{5 w h^2}{48}$$

$$ME_B = \frac{w h^2}{48}$$



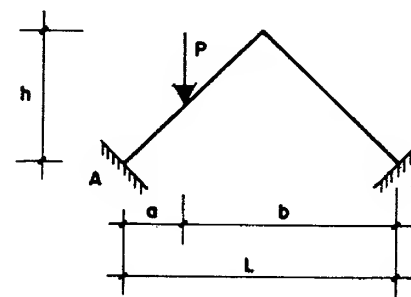
30



$$H_A = H_B = \frac{P L}{4 h}$$

$$ME_A = ME_B = 0$$

31



$$H_A = \frac{P a^2 (3 L - 4 a)}{h L^2}$$

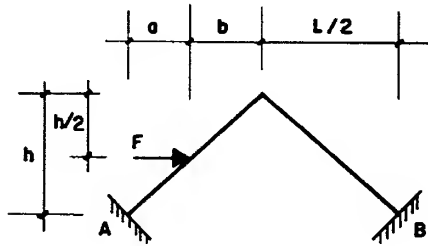
$$H_B = \frac{P a^2 (3 L - 4 a)}{h L^2}$$

$$ME_A = \frac{P a (L - 2 a) (2 L - 3 a)}{2 L^2}$$

$$ME_B = \frac{P a^2 (L - 2 a)}{2 L^2}$$



32



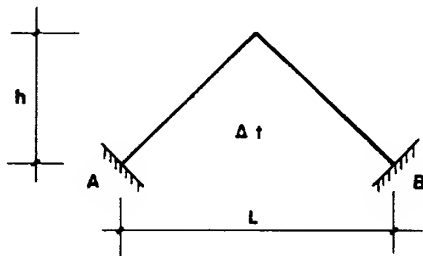
$$H_A = \frac{F}{2L^2} (2L^2 - 2aL^2 + a^2b - ab^2)$$

$$H_B = \frac{Fa}{2L^2} (2L^2 + ab - b^2)$$

$$ME_A = \frac{Fabh(4b+a)}{4L^3}$$

$$ME_B = \frac{Fa^2bh}{4L^3}$$

33



$$H_A = \frac{-2ME_A}{h}$$

$$H_B = \frac{2ME_B}{h}$$

$$ME_A = \frac{-6LEI\alpha\Delta f}{h\sqrt{4h^2+L^2}}$$

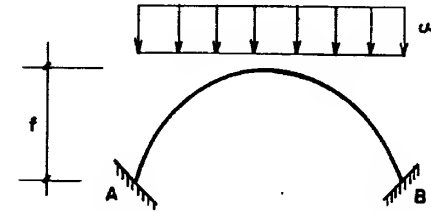
$$ME_B = \frac{6LEI\alpha\Delta f}{h\sqrt{4h^2+L^2}}$$

α = coeficiente de dilatación termica



34

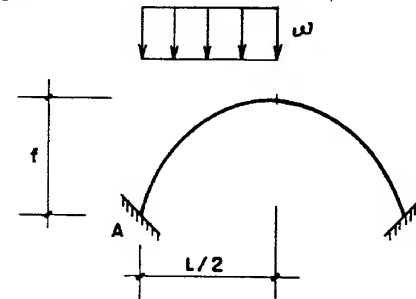
TABLA N° 1.24

 $I_0 = I \cos \theta$ 

$$H_A = H_B = \frac{\omega L^2}{8f}$$

$$ME_A = ME_B = 0$$

35

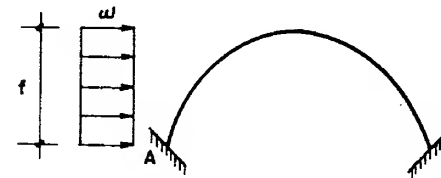


$$H_A = H_B = \frac{\omega L^2}{16f}$$

$$ME_A = \frac{-\omega L^2}{64}$$

$$ME_B = \frac{\omega L^2}{64}$$

36



$$H_A = -\frac{11}{14} \omega f$$

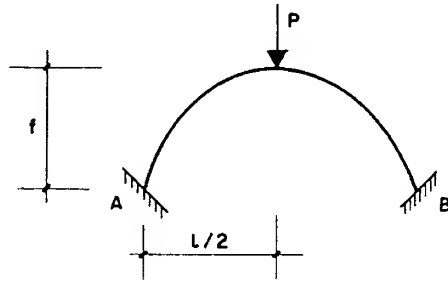
$$H_B = \frac{3}{14} \omega f$$

$$ME_A = \frac{-51}{280} \omega f^2$$

$$ME_B = \frac{19}{280} \omega f^2$$



37

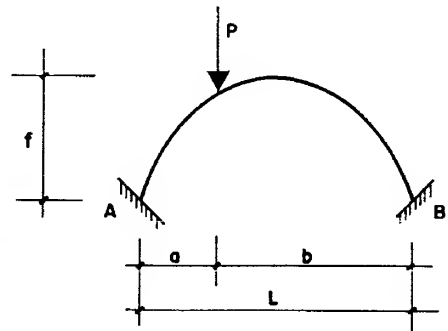


$$H_A = H_B = \frac{75 PL}{64 f}$$

$$ME_A = \frac{PL}{32}$$

$$ME_B = \frac{PL}{32}$$

38

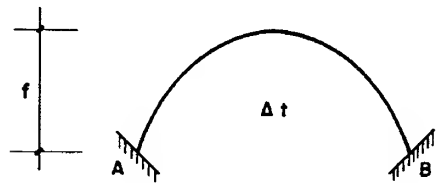


$$H_A = H_B = \frac{15 a^2 b^2 P}{4 L^3 f}$$

$$ME_A = \frac{-a b^2 (2L - 5a) P}{2 L^3}$$

$$ME_B = \frac{a^2 b (2L - 5b) P}{2 L^3}$$

39



$$H_A = H_B = \frac{11,25 E I c \alpha \Delta t}{f^2}$$

$$ME_A = \frac{7,5 E I c \alpha \Delta t}{f}$$

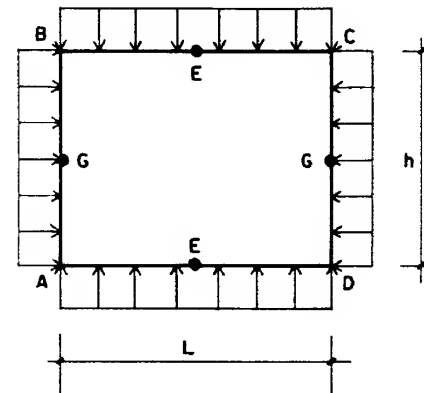
$$ME_B = \frac{7,5 E I c \alpha \Delta t}{f}$$



TABLA Nº 1.25

I = constante

1



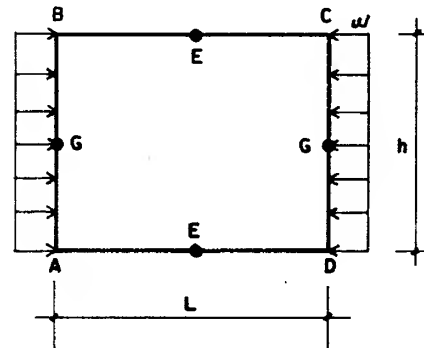
$$M_A = M_B = M_C = M_D =$$

$$= \frac{\omega h^2}{12} + \left[\frac{\omega L^2}{12} - \frac{\omega h^2}{12} \right] \times \frac{L}{L+h}$$

$$M_E = \frac{\omega L^2}{8} - M_B$$

$$M_G = \frac{\omega h^2}{8} - M_B$$

2



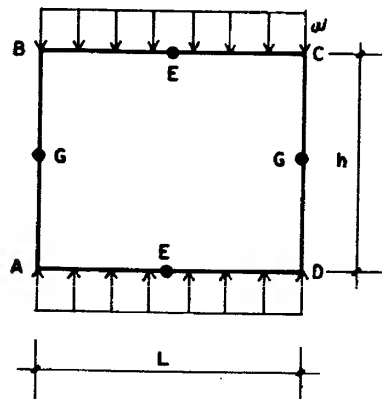
$$M_A = M_B = M_E = M_C = M_D =$$

$$= \frac{\omega h^2}{12} - \left[\frac{\omega h^2}{12} \times \frac{L}{L+h} \right]$$

$$M_G = \frac{\omega h^2}{8} - M_A$$



③

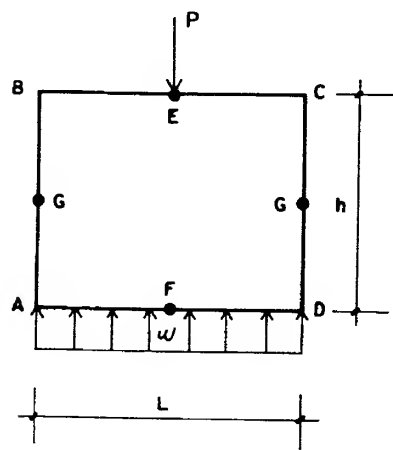


$$M_A = M_B = M_C = M_D = M_G =$$

$$= \frac{wL^2}{12} \times \frac{L}{L+h}$$

$$M_E = \frac{wL^2}{8} - M_B$$

④



$$M_B = M_C = -\frac{PL}{4} \times \frac{4h + 9L}{\frac{h^2}{L} + 4h + 3L}$$

$$M_A = M_D = -\frac{PL}{4} \times \frac{h + 6L}{\frac{h^2}{L} + 4h + 3L}$$

$$M_E = \frac{PL}{4} - M_B$$

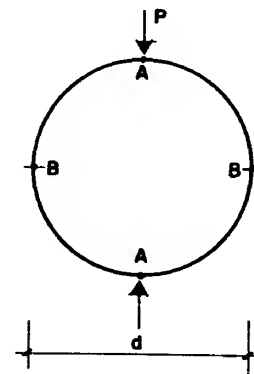
$$M_F = \frac{PL}{8} - M_A$$

$$M_G = \frac{M_A + M_B}{2}$$



TABLA N° 1.26

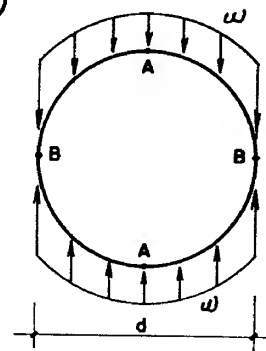
①



$$M_A = .159 P d$$

$$M_B = - .091 P d$$

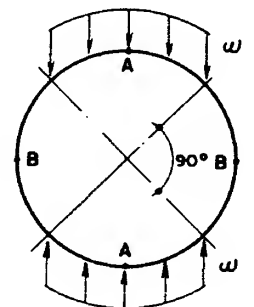
②



$$M_A = .0625 w d^2$$

$$M_B = - .0625 w d^2$$

③



$$M_A = .0598 w d^2$$

$$M_B = - .0544 w d^2$$



TABLA N° 1.27

TABLAS PARA INTEGRACION GRAFICA			
			$\int M^2 dx$
	$\frac{1}{3} M M' L$	$\frac{1}{3} M M' L$	$M^2 L$
	$\frac{1}{4} M M' L$	$\frac{1}{12} M M' L$	$\frac{1}{3} M^2 L$
	$\frac{1}{12} (M_1 + 3M_2) M' L$	$\frac{1}{12} (3M_1 + M_2) M' L$	$\frac{(M_1^2 + M_2^2 + M_1 M_2) L}{6}$
	$\frac{1}{5} M M' L$	$\frac{1}{5} M M' L$	$\frac{8}{15} M^2 L$
	$\frac{3}{10} M M' L$	$\frac{2}{15} M M' L$	$\frac{8}{15} M^2 L$
	$\frac{1}{15} M M' L$	$\frac{1}{30} M M' L$	$\frac{1}{5} M^2 L$
	$\frac{1}{60} (-M_1 + 9M_2 + 12M_3) M' L$	$\frac{1}{60} (9M_1 - M_2 + 12M_3) M' L$	$\frac{L}{15} (2M_1^2 + 2M_2^2 + 8M_3^2 - M_1 M_2 - 2M_1 M_3 + 2M_2 M_3)$
	$\frac{1}{12} M M' L (1 + a + a^2)$	$\frac{1}{12} M M' L (1 + b + b^2)$	$\frac{1}{3} M^2 L$



TABLAS PARA INTEGRACION GRAFICA

TABLAS PARA INTEGRACION GRAFICA			
	$\frac{1}{2} M M' L$	$\frac{2}{3} M M' L$	$\frac{2}{3} M M' L$
	$\frac{1}{6} M M' L (1 + a)$	$\frac{1}{3} M M' L$	$\frac{1}{4} M M' L$
	$\frac{[(1+b)M_1 + (1+a)M_2] M' L}{6}$	$\frac{1}{3} (M_1 + M_2) M' L$	$\frac{1}{12} (M_1 + 3M_2) M' L$
	$\frac{1}{3} M M' L (1 + ab)$	$\frac{8}{15} M M' L$	$\frac{7}{15} M M' L$
	$\frac{1}{12} M M' L (3 - b - b^2)$	$\frac{7}{15} M M' L$	$\frac{11}{30} M M' L$
	$\frac{1}{12} M M' L (1 + a + a^2)$	$\frac{1}{5} M M' L$	$\frac{2}{15} M M' L$
	$\frac{1}{6} [M_1 b^2 + 2(1+ab)M_3 + a^2 M_2] M' L$	$\frac{1}{60} (M_1 + 11M_2 + 28M_3) M' L$	$\frac{1}{60} (11M_1 + M_2 + 28M_3) M' L$
	$\frac{1}{3} M M' L$	$\frac{1}{12} M M' L (5 - b - b^2)$	$\frac{7}{12} M M' L (5 - a - a^2)$



TABLAS PARA INTEGRACION GRAFICA

M_1	$M M' L$	$\frac{1}{2} M M' L$	$\frac{1}{2} M M' L$	$\frac{1}{2} M (M_1 + M_2) L$
M_2	$\frac{1}{2} M M' L$	$\frac{1}{3} M M' L$	$\frac{1}{6} (M_1 + 2 M_2) M' L$	$\frac{1}{6} M (M_1 + 2 M_2) L$
M_1	$\frac{1}{2} (M_1 + M_2) M' L$	$\frac{1}{6} (M_1 + 2 M_2) M' L$	$\frac{1}{6} (2 M_1 + M_2) M' L$	$\frac{L (2 M_1 M_1' + M_1 M_2')}{6} + \frac{L (M_2 M_1' + 2 M_2 M_2')}{6}$
M	$\frac{2}{3} M M' L$	$\frac{1}{3} M M' L$	$\frac{1}{3} M M' L$	$\frac{1}{3} M (M_1 + M_2) L$
M	$\frac{2}{3} M M' L$	$\frac{5}{12} M M' L$	$\frac{1}{4} M M' L$	$\frac{1}{12} M (3 M_1 + 5 M_2) L$
M	$\frac{1}{3} M M' L$	$\frac{1}{4} M M' L$	$\frac{1}{12} M M' L$	$\frac{1}{12} M (M_1 + 3 M_2) L$
M_1	$\frac{1}{6} M' (M_1 + 4 M_2 + M_3) L$	$\frac{1}{6} (M_2 + 2 M_3) M' L$	$\frac{1}{6} (M_1 + 2 M_3) M' L$	$\frac{L (M_1 + 2 M_3) M_1'}{6} + \frac{L (M_2 + 2 M_3) M_2'}{6}$
M_2	$\frac{1}{2} M M' L$	$\frac{1}{6} M M' L (1 + \alpha)$	$\frac{1}{6} M M' L (1 + \alpha)$	$\frac{M [(1 + \alpha) M_1' + (1 + \alpha) M_2'] L}{6}$

Densidad del Concreto = 2400 kg/m³

$\frac{h}{b}$	20	25	30	35	40	45	50	55
20	96	120	144	168	192	216	240	264
25	120	150	180	210	240	270	300	330
30	144	180	216	253	288	324	360	396
35	168	210	253	294	336	378	420	462
40	192	240	288	336	384	432	480	528
45	216	270	324	378	432	486	540	594
50	240	300	360	420	480	540	600	660
55	264	330	396	462	528	594	660	726
60	288	360	432	505	576	648	720	792
65	312	390	469	546	624	702	780	859
70	336	420	505	588	672	756	840	924
75	360	450	540	630	720	810	900	990
80	384	480	576	672	768	864	960	1056
85	408	510	612	714	816	918	1020	1122
90	432	540	648	756	864	972	1080	1188
95	456	570	684	798	912	1026	1140	1254
100	480	600	720	840	960	1080	1200	1320
105	505	630	757	882	1009	1135	1260	1386
110	528	660	792	924	1056	1188	1320	1452
115	552	690	828	966	1104	1242	1380	1518
120	576	720	864	1009	1152	1296	1440	1584
125	600	750	900	1050	1200	1350	1500	1650
130	624	780	937	1092	1248	1404	1560	1717
135	648	810	972	1134	1295	1458	1620	1782
140	672	840	1009	1176	1344	1512	1680	1848
145	696	870	1044	1218	1392	1567	1740	1914
150	720	900	1080	1260	1440	1620	1800	1980

Densidad del Concreto = 2400 kg/m³

h \ b	60	65	70	75	80	85	90	95	100
20	288	312	336	360	384	408	432	456	480
25	360	390	420	450	480	510	540	570	600
30	432	469	505	540	576	612	648	684	720
35	505	546	588	630	672	714	756	798	840
40	576	624	672	720	768	816	864	912	960
45	648	702	756	810	864	918	972	1026	1080
50	720	780	840	900	960	1020	1080	1140	1200
55	792	859	924	990	1056	1122	1188	1254	1320
60	864	937	1009	1080	1152	1224	1296	1368	1440
65	937	1014	1092	1170	1248	1327	1404	1483	1560
70	1009	1092	1176	1260	1344	1428	1512	1596	1680
75	1080	1170	1260	1350	1440	1530	1620	1710	1800
80	1152	1248	1344	1440	1536	1632	1728	1824	1920
85	1224	1326	1428	1530	1632	1734	1836	1938	2040
90	1296	1404	1512	1620	1728	1836	1944	2052	2160
95	1368	1482	1596	1710	1824	1938	2052	2166	2280
100	1440	1560	1680	1800	1920	2040	2160	2280	2400
105	1513	1638	1764	1890	2017	2143	2269	2395	2520
110	1584	1717	1848	1980	2112	2244	2376	2508	2640
115	1656	1794	1932	2070	2208	2346	2484	2622	2760
120	1728	1873	2017	2160	2304	2448	2592	2736	2880
125	1800	1950	2100	2250	2400	2550	2700	2850	3000
130	1873	2028	2184	2340	2496	2653	2808	2965	3120
135	1944	2106	2268	2430	2592	2754	2915	3078	3240
140	2017	2184	2352	2520	2688	2856	3024	3192	3360
145	2088	2262	2435	2610	2784	2958	3133	3306	3480
150	2160	2340	2520	2700	2880	3060	3240	3420	3600

Densidad del Concreto = 2500 kg/m³

h \ b	20	25	30	35	40	45	50	55
20	100	125	150	175	200	225	250	275
25	125	156	188	219	250	281	313	344
30	150	188	225	263	300	338	375	413
35	175	219	263	306	350	394	438	481
40	200	250	300	350	400	450	500	550
45	225	281	338	394	450	506	563	619
50	250	313	375	438	500	563	625	688
55	275	344	413	481	550	619	688	756
60	300	375	450	525	600	675	750	825
65	325	406	488	569	650	731	813	894
70	350	438	525	613	700	788	875	963
75	375	469	563	656	750	844	938	1031
80	400	500	600	700	800	900	1000	1100
85	425	531	639	744	850	956	1063	1169
90	450	563	675	788	900	1013	1125	1238
95	475	594	713	831	950	1069	1188	1306
100	500	625	750	875	1000	1125	1250	1375
105	525	656	788	919	1050	1181	1313	1444
110	550	688	825	963	1100	1238	1375	1513
115	575	719	863	1006	1150	1294	1438	1581
120	600	750	900	1050	1200	1350	1500	1650
125	625	781	938	1094	1250	1406	1563	1719
130	650	813	975	1138	1300	1463	1625	1788
135	675	844	1013	1181	1350	1519	1688	1856
140	700	875	1050	1225	1400	1575	1750	1925
145	725	906	1088	1269	1450	1631	1813	1994
150	750	938	1125	1313	1500	1688	1875	2063

Densidad del Concreto = 2500 kg/m³

h \ b	60	65	70	75	80	85	90	95	100
20	300	325	350	375	400	425	450	475	500
25	375	406	438	469	500	531	563	594	625
30	450	488	525	563	600	638	675	713	750
35	525	569	613	656	700	744	788	831	875
40	600	650	700	750	800	850	900	950	1000
45	675	731	788	844	900	956	1013	1069	1125
50	750	813	875	938	1000	1063	1125	1188	1250
55	825	894	963	1031	1100	1169	1238	1306	1375
60	900	975	1050	1125	1200	1275	1350	1425	1500
65	975	1056	1138	1219	1300	1381	1463	1544	1625
70	1050	1138	1225	1313	1400	1488	1575	1663	1750
75	1125	1219	1313	1406	1500	1594	1688	1781	1875
80	1200	1300	1400	1500	1600	1700	1800	1900	2000
85	1275	1381	1488	1594	1700	1806	1913	2019	2125
90	1350	1463	1575	1688	1800	1913	2025	2138	2250
95	1425	1544	1663	1781	1900	2019	2138	2256	2375
100	1500	1625	1750	1875	2000	2125	2250	2375	2500
105	1575	1706	1838	1969	2100	2231	2363	2494	2625
110	1650	1788	1925	2063	2200	2338	2475	2613	2750
115	1725	1869	2013	2156	2300	2444	2588	2731	2875
120	1800	1950	2100	2250	2400	2550	2700	2850	3000
125	1875	2031	2183	2344	2500	2656	2813	2969	3125
130	1950	2113	2275	2433	2600	2763	2925	3088	3250
135	2025	2194	2363	2531	2700	2869	3038	3206	3375
140	2100	2275	2450	2625	2800	2975	3150	3325	3500
145	2175	2356	2538	2719	2900	3081	3263	3444	3625
150	2250	2438	2625	2813	3000	3183	3375	3563	3750



TABLA 1.30

DESIGNACION		DIAMETRO	AREA	PERI-METRO	PESO	SECCION TOTAL (cm ²)											
						NUMERO DE CABILLAS											
						1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
2	1/4"	6.35	0.317	1.995	0.249	0.32	0.63	0.95	1.27	1.58	1.90	2.22	2.54	2.85	3.17	3.49	3.80
3	3/8"	9.52	0.713	2.992	0.559	0.71	1.43	2.14	2.85	3.56	4.28	4.99	5.70	6.42	7.13	7.84	8.56
4	1/2"	12.70	1.267	3.990	0.994	1.27	2.53	3.80	5.07	6.34	7.60	8.87	10.14	11.40	12.67	13.94	15.20
5	5/8"	15.88	1.979	4.987	1.554	1.98	3.96	5.94	7.92	9.90	11.87	13.85	15.83	17.81	19.79	21.77	23.75
6	3/4"	19.05	2.850	5.985	2.237	2.86	5.70	8.55	11.40	14.25	17.10	19.95	22.80	25.65	28.50	31.35	34.20
7	7/8"	22.22	3.879	6.982	3.045	3.88	7.76	11.64	15.52	19.40	23.27	27.15	31.03	34.91	38.79	42.67	46.55
8	1"	25.40	5.067	7.980	3.978	5.07	10.13	15.20	20.27	25.34	30.42	35.47	40.54	45.60	50.67	55.74	60.80
11	1 3/8"	35.81	10.064	11.252	7.907	10.06	20.13	30.19	40.26	50.32	60.38	70.45	80.51	90.58	100.64	110.70	120.77

a) Los números utilizados para designar las cabillas están basados en el número de octavos de pulgadas comprendidos en el diámetro nominal de la cabilla. El diámetro nominal en una cabilla estriada es equivalente al diámetro de una cabilla lisa que tenga el mismo peso unitario de la estriada.

b) Los valores de esta tabla han sido tomados de acuerdo a los datos de la Siderúrgica del Orinoco (SIDOR).



T A B L A 1.31

ESPACIA- MIENTO cm		DIAMETRO DE LAS CABILLAS EN PULGADAS Y EN OCTAVO							
		1/4 N°2	3/8 N°3	1/2 N°4	5/8 N°5	3/4 N°6	7/8 N°7	1 N°8	1 y 3/8 N°11
5	A =	6.34	14.26	25.34	39.58	57.00	77.58		
	P =	39.90	59.84	79.80	99.74	119.70	139.64		
6	A =	5.07	11.40	20.27	31.66	45.60	62.06	81.07	
	P =	31.92	47.87	63.84	79.79	95.76	111.71	127.68	
7	A =	4.43	9.98	17.73	27.70	39.90	54.30	70.93	140.89
	P =	27.93	41.88	55.86	69.81	83.79	97.74	111.72	157.52
8	A =	3.80	8.55	15.20	23.74	34.20	46.54	60.80	120.76
	P =	23.94	35.90	47.88	59.84	71.82	83.78	95.76	135.02
9	A =	3.48	7.84	13.93	21.76	31.35	42.66	55.73	110.70
	P =	21.94	32.91	43.89	54.85	65.83	76.80	87.78	123.77
10	A =	3.17	7.13	12.67	19.79	28.50	38.79	50.67	100.64
	P =	19.95	29.92	39.90	49.87	59.85	69.82	79.80	112.52
11	A =	2.85	6.41	11.40	17.81	25.65	34.91	45.60	90.57
	P =	17.95	26.92	35.91	44.88	53.86	62.83	71.82	101.26
12	A =	2.53	5.70	10.13	15.83	22.80	31.03	40.53	80.51
	P =	15.96	23.93	31.92	39.89	47.88	55.85	63.84	90.01
13	A =	2.21	4.99	8.86	13.85	19.95	27.15	35.46	70.44
	P =	13.96	20.94	27.93	34.90	41.89	48.87	55.86	78.76
14	A =	2.21	4.99	8.86	13.85	19.95	27.15	35.46	70.44
	P =	13.96	20.94	27.93	34.90	41.89	48.87	55.86	78.76
15	A =	1.90	4.27	7.60	11.87	17.10	23.27	30.40	60.38
	P =	11.97	17.95	23.94	29.92	35.91	41.89	47.88	67.51
16	A =	1.90	4.27	7.60	11.87	17.10	23.27	30.40	60.38
	P =	11.97	17.95	23.94	29.92	35.91	41.89	47.88	67.51
17	A =	1.53	3.56	6.33	9.89	14.25	19.39	25.33	50.32
	P =	9.97	14.96	19.95	24.93	29.92	34.91	39.90	56.26
18	A =	1.58	3.56	6.33	9.89	14.25	19.39	25.33	50.32
	P =	9.97	14.96	19.95	24.93	29.92	34.91	39.90	56.26
19	A =	1.53	3.56	6.33	9.89	14.25	19.39	25.33	50.32
	P =	9.97	14.96	19.95	24.93	29.92	34.91	39.90	56.26
20	A =	1.53	3.56	6.33	9.89	14.25	19.39	25.33	50.32
	P =	9.97	14.96	19.95	24.93	29.92	34.91	39.90	56.26
25	A =	1.26	2.85	5.06	7.91	11.40	15.51	20.26	40.25
	P =	7.98	11.96	15.96	19.94	23.94	27.92	31.92	45.00
30	A =	.95	2.13	3.80	5.93	8.55	11.63	15.20	30.19
	P =	5.98	8.97	11.97	14.96	17.95	20.94	23.94	33.75
35	A =	.63	1.42	2.53	3.95	5.70	7.75	10.13	20.12
	P =	3.99	5.98	7.98	9.97	11.97	13.96	15.96	22.50

T A B L A 1.32

		3/8"					1/2"				
		1	2	3	4	5	1	2	3	4	5
3/8"	1	Áreas cm ²					1.55	2.55	3.54	4.54	5.53
	2						2.11	3.11	4.10	5.09	6.09
	3						2.67	3.67	4.66	5.65	6.65
	4						3.23	4.22	5.22	6.21	7.21
	5	Pesos kg					3.79	4.78	5.78	6.77	7.77
1/2"	1	1.98	2.69	3.41	4.12	4.83	Áreas cm ²				
	2	3.25	3.96	4.67	5.39	6.10					
	3	4.51	5.23	5.94	6.65	7.37					
	4	5.78	6.49	7.21	7.92	8.63					
	5	7.05	7.76	8.47	9.19	9.90	Pesos kg				
5/8"	1	2.69	3.41	4.12	4.83	5.54	3.25	4.51	5.78	7.05	8.31
	2	4.67	5.38	6.10	6.81	7.52	5.23	6.49	7.76	9.03	10.29
	3	6.65	7.36	8.08	8.79	9.50	7.20	8.47	9.74	11.01	12.27
	4	8.63	9.34	10.05	10.77	11.48	9.18	10.45	11.72	12.98	14.25
	5	10.61	11.32	12.03	12.75	13.46	11.16	12.43	13.70	14.96	16.23
3/4"	1	3.56	4.28	4.99	5.70	6.42	4.12	5.38	6.65	7.92	9.19
	2	6.41	7.13	7.84	8.55	9.27	6.97	8.23	9.50	10.77	12.04
	3	9.26	9.98	10.69	11.40	12.12	9.82	11.08	12.35	13.62	14.89
	4	12.11	12.83	13.54	14.25	14.97	12.67	13.93	15.20	16.47	17.74
	5	14.96	15.68	16.39	17.10	17.82	15.52	16.78	18.05	19.32	20.59
7/8"	1	4.59	5.31	6.02	6.73	7.44	5.15	6.41	7.68	8.95	10.21
	2	8.47	9.18	9.90	10.61	11.32	9.03	10.29	11.56	12.83	14.09
	3	12.35	13.06	13.78	14.49	15.20	12.90	14.17	15.44	16.71	17.97
	4	16.23	16.94	17.66	18.37	19.08	16.78	18.05	19.32	20.58	21.85
	5	20.11	20.82	21.53	22.25	22.96	20.65	21.93	23.20	24.46	25.73
1"	1	5.78	6.49	7.21	7.92	8.63	6.33	7.60	8.87	10.14	11.40
	2	10.85	11.56	12.27	12.99	13.70	11.40	12.67	13.94	15.20	16.47
	3	15.91	16.63	17.34	18.05	18.77	16.47	17.74	19.00	20.27	21.54
	4	20.98	21.69	22.41	23.12	23.83	21.54	22.80	24.07	25.34	26.60
	5	26.05	26.76	27.47	28.19	28.90	26.60	27.87	29.14	30.40	31.67
1 3/8"	1	10.78	11.49	12.20	12.92	13.63	11.33	12.60	13.87	15.13	16.40
	2	20.84	21.55	22.27	22.98	23.69	21.40	22.66	23.93	25.20	26.46
	3	30.91	31.62	32.33	33.04	33.76	31.46	32.73	33.99	35.26	36.53
	4	40.97	41.68	42.40	43.11	43.82	41.52	42.79	44.06	45.32	46.59
	5	51.03	51.75	52.46	53.17	53.89	51.59	52.85	54.12	55.39	56.66



T A B L A 1.32 (continuación)

		5/8"					3/4"				
		1	2	3	4	5	1	2	3	4	5
3/8"	1	2.11	3.57	5.22	6.78	8.33	2.80	5.03	7.27	9.61	11.74
	2	2.67	4.23	5.78	7.33	8.33	3.36	5.59	7.83	10.07	12.30
	3	3.23	4.79	6.34	7.89	9.45	3.91	6.15	8.39	10.63	12.86
	4	3.79	5.34	6.90	8.45	10.01	4.47	6.71	8.95	11.18	13.42
	5	4.35	5.90	7.46	9.01	10.57	5.03	7.27	9.51	11.74	13.98
1/2"	1	2.55	4.10	5.66	7.21	8.76	3.23	5.47	7.71	9.94	12.18
	2	3.54	5.10	6.65	8.20	9.76	4.23	6.46	8.70	10.94	13.17
	3	4.54	6.09	7.64	9.20	10.75	5.22	7.46	9.69	11.93	14.17
	4	5.53	7.08	8.64	10.19	11.75	6.21	8.45	10.69	12.92	15.16
	5	6.52	8.08	9.63	11.19	12.74	7.21	9.44	11.68	13.92	16.16
5/8"	1	Areas cm ²					3.79	6.03	8.27	10.50	12.74
	2						5.35	7.58	9.82	12.06	14.29
	3						6.90	9.14	11.37	13.61	15.85
	4						8.45	10.69	12.93	15.16	17.40
	5	Areas cm ²					10.01	12.24	14.48	16.72	18.96
3/4"	1	4.83	6.81	8.79	10.77	12.75	Areas cm ²				
	2	7.68	9.66	11.64	13.62	15.60					
	3	10.53	12.51	14.49	16.47	18.45					
	4	13.38	15.36	17.34	19.32	21.30					
	5	16.23	18.21	20.19	22.17	24.15	Areas cm ²				
7/8"	1	5.86	7.84	9.82	11.80	13.77	6.73	9.58	12.43	15.28	18.13
	2	9.74	11.72	13.70	15.67	17.65	10.61	13.46	16.31	19.16	22.01
	3	13.52	15.60	17.57	19.55	21.53	14.49	17.34	20.19	23.04	25.89
	4	17.50	19.47	21.45	23.43	25.41	18.37	21.22	24.07	26.92	29.77
	5	21.37	23.35	25.33	27.31	29.29	22.25	25.10	27.95	30.80	33.65
1"	1	7.05	9.03	11.00	12.98	14.96	7.92	10.77	13.62	16.47	19.32
	2	12.11	14.09	16.07	18.05	20.03	12.98	15.83	18.68	21.53	24.38
	3	17.18	19.16	21.14	23.12	25.10	18.05	20.90	23.75	26.60	29.45
	4	22.25	24.23	26.21	28.18	30.16	23.12	25.97	28.82	31.67	34.52
	5	27.31	29.29	31.27	33.25	35.23	28.19	31.04	33.89	36.74	39.59
1 3/8"	1	12.04	14.02	16.00	17.98	19.96	12.91	15.76	18.61	21.46	24.31
	2	22.11	24.09	26.07	28.04	30.02	22.98	25.83	28.68	31.53	34.38
	3	32.17	34.15	36.13	38.11	40.09	33.04	35.89	38.74	41.59	44.44
	4	42.24	44.21	46.19	48.17	50.15	43.11	45.96	48.81	51.66	54.51
	5	52.30	54.28	56.26	58.24	60.22	53.17	56.02	58.87	61.72	64.57



T A B L A 1.32 (continuación)

		7/8"					1"				
		1	2	3	4	5	1	2	3	4	5
3/8"	1	3.60	6.65	9.69	12.74	15.78	4.54	8.52	12.49	16.47	20.45
	2	4.16	7.21	10.25	13.30	16.34	5.10	9.07	13.05	17.03	21.01
	3	4.72	7.77	10.81	13.86	16.90	5.66	9.63	13.61	17.59	21.57
	4	5.28	8.33	11.37	14.42	17.46	6.21	10.19	14.17	18.15	22.13
	5	5.84	8.89	11.93	14.98	18.02	6.77	10.75	14.73	18.71	22.69
1/2"	1	4.04	7.08	10.13	13.17	16.22	4.97	8.95	12.93	16.91	20.88
	2	5.03	8.08	11.12	14.17	17.21	5.97	9.94	13.92	17.90	21.88
	3	6.03	9.07	12.12	15.16	18.21	6.96	10.94	14.92	18.89	22.87
	4	7.02	10.07	13.11	16.16	19.20	7.95	11.93	15.91	19.89	23.87
	5	8.02	11.06	14.11	17.15	20.20	8.95	12.93	16.90	20.88	24.86
5/8"	1	4.60	7.64	10.69	13.73	16.78	5.53	9.51	13.49	17.47	21.44
	2	6.15	9.20	12.24	15.29	18.33	7.09	11.06	15.04	19.02	23.00
	3	7.71	10.75	13.80	16.84	19.89	8.64	12.62	16.60	20.57	24.55
	4	9.26	12.31	15.35	18.40	21.44	10.19	14.17	18.15	22.13	26.11
	5	10.82	13.86	16.91	19.95	23.00	11.75	15.73	19.70	23.68	27.66
3/4"	1	5.28	8.33	11.37	14.42	17.46	6.22	10.19	14.17	18.15	22.13
	2	7.52	10.56	13.61	16.65	19.70	8.45	12.43	16.41	20.39	24.36
	3	9.76	12.80	15.85	18.89	21.94	10.69	14.67	18.65	22.62	26.60
	4	11.99	15.04	18.08	21.13	24.17	12.93	16.90	20.88	24.86	28.84
	5	14.23	17.28	20.32	23.37	26.41	15.16	19.14	23.12	27.10	31.08
7/8"	1	Areas cm ²					7.02	11.00	14.98	18.96	22.94
	2						10.07	14.05	18.02	22.00	25.98
	3						13.11	17.09	21.07	25.05	29.03
	4						16.16	20.14	24.11	28.09	32.07
	5	Areas cm ²					19.20	23.18	27.16	31.14	35.12
1"	1	8.95	12.83	16.70	20.58	24.46	Areas cm ²				
	2	14.01	17.89	21.77	25.65	29.53					
	3	19.08	22.96	26.84	30.72	34.60					
	4	24.15	28.03	31.91	35.78	39.66					
	5	29.21	33.09	36.97	40.85	44.73	Areas cm ²				
1 3/8"	1	13.94	17.82	21.70	25.58	29.46	15.13	20.20	25.27	30.33	35.40
	2	24.01	27.89	31.77	35.64	39.52	25.20	30.26	35.33	40.40	45.46
	3	34.07	37.95	41.83	45.71	49.59	35.26	40.33	45.39	50.46	55.53
	4	44.14	48.01	51.89	55.77	59.65	45.32	50.39	55.46	60.52	65.59
	5	54.20	58.08	61.96	65.84	69.72	55.39	60.45	65.52	70.59	75.66



T A B L A 1.32 (continuación)

Diámetro		1 3/8"				
		1	2	3	4	5
3/8"	1	8.47	16.37	24.28	32.19	40.09
	2	9.03	16.93	24.84	32.75	40.65
	3	9.58	17.49	25.40	33.31	41.21
	4	10.14	18.05	25.96	33.86	41.77
	5	10.70	18.61	26.52	34.42	42.33
1/2"	1	8.90	16.81	24.72	32.62	40.53
	2	9.90	17.80	25.71	33.62	41.52
	3	10.89	18.80	26.70	34.61	42.52
	4	11.88	19.79	27.70	35.60	43.51
	5	12.88	20.78	28.69	36.60	44.51
5/8"	1	9.46	17.37	25.28	33.18	41.09
	2	11.02	18.92	26.83	34.74	42.64
	3	12.57	20.48	28.38	36.29	44.20
	4	14.12	22.03	29.94	37.84	45.75
	5	15.68	23.58	31.49	39.40	47.31
3/4"	1	10.14	18.05	25.96	33.87	41.77
	2	12.38	20.29	28.20	36.10	44.01
	3	14.62	22.53	30.43	38.34	46.25
	4	16.86	24.76	32.67	40.58	48.48
	5	19.09	27.00	34.91	42.81	50.72
7/8"	1	10.95	18.86	26.77	34.67	42.58
	2	14.00	21.90	29.81	37.72	45.63
	3	17.04	24.95	32.86	40.76	48.67
	4	20.09	27.99	35.90	43.81	51.72
	5	23.13	31.04	38.95	46.85	54.76
1"	1	11.89	19.79	27.70	35.61	43.51
	2	15.86	23.77	31.68	39.58	47.49
	3	19.84	27.75	35.66	43.56	51.47
	4	23.82	31.73	39.63	47.54	55.45
	5	27.80	35.70	43.61	51.52	59.43
1 3/8"	1					
	2					
	3					
	4					
	5					



T A B L A 1.33

Diámetro φ	Largo kg	Peso de una Pieza kg	Piezas por Atados	PESO TOTAL POR NUMERO DE ATADOS (Kg)							
				1	2	3	4	5	6	7	8
1/4"	6	1.494	1000	1494	2988	4482	5976	7470	8964	10458	11952
3/8"	6	3.354	550	1845	3689	5534	7379	9224	11068	12913	14758
	9	5.031	390	1962	3924	5886	7848	9810	11773	13735	15697
	12	6.708	290	1945	3891	5836	7781	9727	11672	13617	15563
1/2"	6	5.964	330	1968	3936	5904	7872	9841	11809	13777	15745
	9	8.946	220	1968	3936	5904	7872	9841	11809	13777	15745
	12	11.928	160	1908	3817	5725	7634	9542	11451	13359	15268
5/8"	6	9.324	210	1958	3916	5874	7832	9790	11748	13706	15664
	9	13.986	140	1958	3916	5874	7832	9790	11748	13706	15664
	12	18.648	100	1865	3730	5594	7459	9324	11189	13054	14918
3/4"	6	13.422	140	1879	3758	5637	7516	9395	11274	13154	15033
	9	20.133	90	1812	3624	5436	7248	9060	10872	12684	14496
	12	26.844	70	1879	3758	5637	7516	9395	11274	13154	15033
7/8"	6	18.270	100	1827	3654	5481	7308	9135	10962	12789	14616
	9	27.405	70	1918	3837	5755	7673	9592	11510	13428	15347
	12	36.540	50	1827	3654	5481	7308	9135	10962	12789	14616
1"	6	23.868	80	1909	3819	5728	7638	9547	11457	13366	15276
	9	35.802	50	1790	3580	5370	7160	8950	10741	12531	14321
	12	47.736	40	1909	3819	5728	7638	9547	11457	13366	15276
1 3/8"	9	71.163	27	1921	3843	5764	7686	9607	11528	13450	15371
	12	94.884	20	1898	3795	5693	7591	9488	11386	13284	15181



T A B L A 1.34

DATOS DEL ALAMBRE			ÁREAS DE ACERO EN cm ² /m ¹ DE ACUERDO A SEPARACION EN mm						
φ Diámetro	Area cm ²	Peso kg/m ¹	50	75	100	150	200	250	300
4.0	0.126	0.099	2.52	1.68	1.26	0.84	0.63	0.50	0.42
4.5	0.159	0.125	3.18	2.12	1.59	1.06	0.80	0.64	0.53
5.0	0.196	0.154	3.93	2.62	1.96	1.31	0.98	0.78	0.65
5.5	0.238	0.187	4.75	3.17	2.38	1.58	1.19	0.95	0.79
6.0	0.283	0.222	5.65	3.77	2.83	1.88	1.41	1.13	0.94
6.5	0.332	0.260	6.64	4.43	3.32	2.21	1.65	1.33	1.10
7.0	0.385	0.302	7.70	5.13	3.85	2.57	1.93	1.54	1.28
7.5	0.442	0.347	8.84	5.89	4.42	2.95	2.20	1.77	1.47
8.0	0.503	0.395	10.05	6.70	5.03	3.35	2.51	2.01	1.67
8.5	0.567	0.445	11.35	7.57	5.67	3.78	2.84	2.27	1.89
9.0	0.636	0.499	12.72	8.48	6.36	4.24	3.18	2.54	2.12
9.5	0.709	0.556	14.18	9.45	7.09	4.73	3.54	2.83	2.36
10.0	0.785	0.617	15.71	10.47	7.85	5.24	3.92	3.14	2.61
10.5	0.866	0.680	17.32	11.55	8.66	5.77	4.33	3.46	2.89
11.0	0.950	0.746	19.01	12.67	9.50	6.34	4.74	3.80	3.16
11.5	1.039	0.815	20.77	13.85	10.39	6.92	5.19	4.15	3.45
12.0	1.131	0.888	22.62	15.08	11.31	7.54	5.66	4.52	3.76



T A B L A 1.35

TIPO	SEPARACION		DIAMETRO		AREA DE ACERO		PESO	UTILIZACION
	Longi- tudinal	Trans- versal	Longi- tudinal	Trans- versal	Longi- tudinal	Trans- versal		
	mm	mm	mm	mm	cm ² /m ¹	cm ² /m ¹	kgs	
U - 1.88	150	250	6.0	4.0	1.88	0.50	27.01	MALLAS PARA LOSAS ARMADAS EN UNA DIRECCION
U - 2.57	150	250	7.0	5.0	2.57	0.78	37.86	
U - 3.77	150	250	6.0 d	5.5	3.77	0.95	48.07	
U - 4.43	150	250	6.5 d	6.0	4.43	1.13	56.47	
U - 5.13	150	250	7.0 d	6.5	5.13	1.33	65.72	
U - 6.70	150	250	8.0 d	7.5	6.70	1.77	86.35	
D - 1.88	150	150	6.0	5.5	1.88	1.58	39.26	MALLAS PARA LOSAS ARMADAS EN DOS DIRECCIONES
D - 2.95	150	150	7.5	7.0	2.95	2.57	62.30	
D - 3.35	150	150	8.0	8.0	3.35	3.35	75.84	
D - 4.43	150	150	6.5 d	9.0	4.43	4.24	88.46	
D - 5.13	150	100	7.0 d	8.0	5.13	5.03	103.99	
D - 5.89	150	100	7.5 d	8.5	5.89	5.67	118.21	
D - 6.70	150	150	8.0 d	11.5	6.70	6.92	139.86	MALLAS PARA PANTALLAS
P - 1.96	100	100	5.0	5.0	1.96	1.96	19.96	
P - 2.57	150	150	7.0	7.0	2.57	2.57	26.10	
P - 3.32	100	100	6.5	6.5	3.32	3.32	33.70	MALLAS PARA REPARTICION
R - 0.98	200	200	5.0	5.0	0.98	0.98	22.18	
R - 1.31	150	150	5.0	5.0	1.31	1.31	29.57	



TABLA 1.36

PESOS UNITARIOS DE MATERIALES DE CONSTRUCCION

Materiales	Pesos Medios kg/m ³
1. <u>Piedras Naturales</u>	
Arenisca	2600
Basalto	2800
Caliza compacta	2500
Caliza porosa	2000
Granito	2800
Mármol	2800
Piedra pómez	1400
Pizarra	2800
Travertino	2400
2. <u>Piedras Artificiales</u>	
Adobe	1800
Bloques huecos de concreto ordinario	1400
Bloques multicelulares de arcilla	1250
Ladrillos macizos de arcilla	1800
Ladrillos refractarios	1900
Ladrillos de escoria	1400
3. <u>Componentes de Morteros y Concretos</u>	
Arena	1600
Cal en pasta	1300
Cal en sacos	1000
Cemento a granel	1200
Cemento en sacos	1600
Escoria de altos hornos	1600
Gravilla	1800



continuación:

PESOS UNITARIOS DE MATERIALES DE CONSTRUCCION

Materiales	Pesos Medios kg/m ³
Piedra picada	1800
Polvo de mármol	1350
Yeso en polvo	1200
4. <u>Morteros</u>	
Mortero de cal	1700
Mortero de cal y cemento	1900
Mortero de cemento	2150
Mortero de yeso	1200
5. <u>Concretos</u>	
Concreto de agregado ordinario	2400
Concreto armado	2500
Concreto liviano	Variable
6. <u>Maderas</u>	
Aceite (Cabimo)	720
Algarrobo	940
Amarillo	730
Amarillo de peña	800
Angelino	790
Anime blanco	730
Anime rosado	710
Anón	450
Anoncillo de monte	410
Apamate	630
Aragüaney	1050
Azucarito	660



continuación:

PESOS UNITARIOS DE MATERIALES DE CONSTRUCCION

Materiales	Pesos Medios kg/m ³
Bálsamo	940
Balso	260
Baraman	550
Barba de viejo	410
Bototo	330
Bucare	280
Cabimo, Palo de aceite	700
Cacho	940
Cafetero	510
Caimito morado	920
Cajiman	710
Camoruco	400
Canalete	850
Canalete amarillo	740
Candilero	540
Canelón	580
Caoba	590
Capure	910
Carabalí	700
Caracaro	390
Caramacate	860
Caramate	890
Caranoblanco	690
Caraño	490
Carapa	640
Carne asada (Hieronyma Laxiflora)	730
Carne asada (Talisia S.P.)	1020
Carreto	790
Cartan	730



continuación:

PESOS UNITARIOS DE MATERIALES DE CONSTRUCCION

Materiales	Pesos Medios kg/m ³
Carutillo	740
Caruto	810
Cascarillo	780
Caucho	570
Cedro	460
Ceiba	410
Clavellino	810
Coco de mono, Taparo de chuco	440
Congrio	900
Copipe	1040
Cuero de sapo	500
Curari (Puy)	1100
Curo montañero	490
Chaparro montañero	790
Charo	850
Charo amarillo	770
Charo negro	500
Chicle	760
Chupón	850
Chupón blanco	850
Chupón rosado	860
Drago	550
Douglas fir	490
Flor amarillo	1140
Flor azul	350
Fruta de paloma	540
Gateado	1110
Gateado amarillo	870
Guácimo blanco	550



continuación:

PESOS UNITARIOS DE MATERIALES DE CONSTRUCCIÓN

Materiales	Pesos Medios kg/m ³
Guácimo cimarrón	650
Guáimaro	890
Gualanday	660
Guamo	590
Guamo blanco	670
Guamo colorado	620
Guamo hierrito	630
Guamo liso	610
Guamo negro	750
Guarapo	690
Guarataro	490
Guarataro blanco	700
Guarataro negro	640
Guayabón	680
Guayacán	1200
Granadillo (Ebano)	1250
Higuerón	270
Hueso de pescado	700
Jabillo	460
Jebe	750
Jobo corronchoso	430
Jobo macho	800
Laurel	480
Laurel amarillo	690
Laurel macano	870
Leche de cochino	510
Lechero (Sapium CFR. S. Bliglandulosum)	620
Lechero (Sapium S.P.)	440
Lengua de picón	860



continuación:

PESOS UNITARIOS DE MATERIALES DE CONSTRUCCION

Materiales	Pesos Medios kg/m ³
León	610
Madroño	850
Majagua	590
Majagüillo	960
Majomo	700
Mangle	1100
Mapurite amarillo	660
Mapurite blanco (Fagara AFF.F Rhoifolia)	660
Mapurite blanco (Fagara S.P.)	790
Mapurite negro	670
Marajagua	790
Masamorro	650
Melero	770
Menudito	690
Merecure	680
Merecure de montaña	930
Merecurillo	790
Mijaguo	590
Mijao	470
Mochucho blanco	430
Mora	960
Muerillo	590
Murciélagu	850
Oreja de burro	690
Orozul	825
Orura barrialera	760
Palo blanco	690
Palo de agua	590
Pardillo	670



continuación:

PESOS UNITARIOS DE MATERIALES DE CONSTRUCCIÓN

Materiales	Pesos Medios kg/m ³
Pardillo amarillo	820
Pardillo negro	780
Pata de danto	890
Pata de danto amarillo	840
Pata de paují	680
Peonio	640
Perhuétamo	1020
Picatón	650
Picopico	880
Pilón	1140
Pilón rosado	800
Pino blanco	450
Pino caribe	470
Pino rojo	410
Pitch-Pine (Pinotea)	680
Poncigue montanero	870
Quesito	660
Ramo de plaza	610
Roble	1030
Samán	570
Samán clavellino	910
Samán montanero	620
Sangre de drago	710
Sangregao	590
Sangrón	560
Santa maría	620
Santa rosa	600
Saquisaqui	480
Sarrapio montañoero	820



continuación:

PESOS UNITARIOS DE MATERIALES DE CONSTRUCCIÓN

Materiales	Pesos Medios kg/m ³
Sierra de iguana	650
Sierra de picón	810
Simarudo	560
Sipuede	730
Sun-sun	590
Tampipio	660
Tartago	480
Teca	900
Tinajero	490
Trompillo	700
Uvero macho	570
Vara de maría	780
Vera (Palosano)	1175
Ya Ya	840
Yagrumo	550
Yigüire	790
Zapato cacho	650
Zapatero	1050

7. Metales

Acero: barras, planchas y perfiles	7650
Aluminio	2700
Bronce	8500
Cobre	8900
Hierro colado	7250
Latón	8500
Plomo	11400
Zinc	7200



continuación:

PESOS UNITARIOS DE MATERIALES DE CONSTRUCCION

Materiales	Pesos Medios kg/m ³
8. <u>Materiales Diversos</u>	
Asfalto	1300
Corcho en láminas	240
Cristal	3000
Linóleo	1200
Porcelana	2400
Vidrio en láminas	2600



TABLA 1.37

PESO UNITARIO DE MATERIALES ALMACENABLES

Materiales	Pesos Medios kg/m ³
1. <u>Materiales Diversos</u>	
Basura	660
Bebidas (envasadas)	600
Escombros	1400
Estanterías con libros, archivos, etc.	600
Frutas	350
Harina en sacos	500
Leche	1030
Libros y papeles	850
Papel apilado	1100
Pieles y cueros	900
Ron en barricas	550
2. <u>Tierras</u>	
Arcilla y greda	2100
Arena y grava húmedas	1800
Arena y grava saturadas	2000
Piedras con predominio de cantos rodados	1900
Tierra vegetal, húmeda, humus	1700
3. <u>Materiales a Granel</u>	
Arena	1600
Cal en polvo	1000
Cal viva	1000
Cemento en polvo	1200
Grava	1700
Yeso	1250



continuación:

PESO UNITARIO DE MATERIALES ALMACENABLES

Materiales		Pesos Medios kg/m ³
3.1	<u>Combustibles Sólidos</u>	
	Aserrín suelto	150
	Aserrín compacto	250
	Leña en trozos	400
	Madera en pedazos	400
3.2	<u>Productos Agrícolas</u>	
	Azúcar	750
	Cereales, legumbres y semillas	750
	Papas	750
	Salvado y harina	500
4.	<u>Combustibles Líquidos</u>	
	Alcohol	800
	Fuel-oil	970
	Gas-oil	845
	Gasolina	740
	Petróleo crudo	880
	Petróleo refinado	800
	Queroseno	800



TABLA 1.38

PESO UNITARIO DE ELEMENTOS CONSTRUCTIVOS

		Espesor sin Frisar cm	Peso sin Frisar kg/m ²	Peso Tabiques Frisados (2 caras) kg/m ²
1.	<u>Tabiques y Paredes de Mampostería</u>			
1.1	De bloques de arcilla	10	120	180
	De bloques de arcilla	15	170	230
	De bloques de arcilla	20	220	280
1.2	De bloques de concreto	10	150	210
	De bloques de concreto	15	210	270
	De bloques de concreto	20	270	330
1.3	De bloques de ladrillo macizo	12	220	280
	De bloques de ladrillo macizo	24	440	500
2.	<u>Tabiques de Otros Materiales</u>			
Dada la gran variedad de materiales y métodos de fabricación de tabiques livianos, tales como tabiques de yeso, aglomerados de madera, etc., para sus pesos unitarios se deberán tomar los valores recomendados por los fabricantes.				
3.	<u>Entrepisos Nervados</u>			
Formados por loseta superior de 5 cm de espesor, nervios de 10 cm de ancho con separación de 50 cm de eje a eje y relleno de bloques de arcilla.				



continuación:

PESO UNITARIO DE ELEMENTOS CONSTRUCTIVOS

3.1 Losa Nervada (Armada en una dirección)

Espesor Total cm	Pesos Medios kg/m ²
20	270
25	315
30	360

3.2 Placa Nervada (Armada en dos direcciones)

Espesor Total cm	Pesos Medios kg/m ²
20	315
25	375
30	440

4. Revestimientos de Techos e Impermeabilizaciones

	Peso Unitario kg/m ²
Teja curva de arcilla (2 kg por pieza)	
- sin mortero de asiento	50
- con mortero de asiento	100
Teja de cemento	60
Teja asfáltica	8
Láminas onduladas de asbesto cemento	15
Láminas onduladas de hierro galvanizado	10
Impermeabilizaciones de fieltro asfáltico	
De 2 capas	10
De 3 capas	15



continuación:

PESO UNITARIO DE ELEMENTOS CONSTRUCTIVOS

5. Pavimentos

	Peso Unitario kg/m ²
Baldosas vinílicas o asfálticas sobre capa mortero de 2 cm	50
Baldosas de gres o cerámica sobre mortero de 3 cm de espesor	
Granito artificial, espesor total 5 cm	100
Mármol de 2 cm sobre mortero de 3 cm	120
Baldosas de parquet sobre mortero de 3 cm de espesor	70

6. Revestimientos de Paredes

	Peso kg/m ² y cm de espesor
Frisos de cal y cemento	19
Frisos de cal y yeso	17
Frisos de cemento	22
Frisos de cemento y yeso	19
Frisos de yeso	12
	Peso kg/m ² in- cluyendo base de 1.5 cm
De porcelana	40
De gres	45



TABLA 1.39

Uso del Edificio o Estructura	Carga Distribuida kg/m ²
<u>Apartamentos</u>	175
Véase viviendas	
<u>Azoteas</u>	
Destinadas a un uso determinado	La que corresponde a dicho uso pero no menor de 100.
Azoteas sin acceso	100
<u>Balcones</u>	Igual a la del local que les acceso *
<u>Bancos</u>	
Bóvedas	De acuerdo a las especificaciones particulares del proyecto.
<u>Bibliotecas</u>	
Salas de lectura	300
Zonas de estanterías de libros	250 por cada metro de altura y no menor de 700.
Depósitos de libros apilados y estantería sobre rieles.	1100 por cada metro de altura.
<u>Cárceles</u>	
Corredores	500
Celdas	200
<u>Comedores Públicos y Restaurantes</u>	300

* Además se considerará una carga de 150 kg/m lineal aplicada en el extremo voladizo.



continuación:

Uso del Edificio o Estructura	Carga Distribuida kg/m ²
<u>Construcciones Deportivas</u>	
Zonas de espectadores en gimnasios, etc..	500
Vestuarios	175
<u>Depósitos</u>	Variable según uso y altura del material almacenado pero no menor de 250 kg/m ² por metro de altura del depósito. Véase Tabla <1.37>
<u>Escaleras</u>	
Vivienda uni y multifamiliares	300
Otros edificios	500
Barandas, véase la Sección 4.5.5 (de la Norma de Acciones Mínimas)	
<u>Escuelas</u>	
Aulas	300
Corredores	400
<u>Estudios de Cine, Radio y TV</u>	
Corredores	500
Vestuarios	175
Escenarios	750
Estudios	400
<u>Fábricas y Talleres</u>	
Cargas livianas	600
Cargas medianas	1200
Cargas pesadas	Según las características del proyecto.



continuación:

Uso del Edificio o Estructura	Carga Distribuída kg/m ²
<u>Garajes</u>	
Vehículos de pasajeros	250 *
Autobuses y camiones	1000 **
<u>Gimnasios</u>	
Véase construcciones deportivas	
<u>Helipuertos</u>	Según las características del equipo
<u>Viviendas</u>	175
<u>Hospitales</u>	
Salas de operaciones y laboratorios	300
Habitaciones	175
Depósito de cadáveres	600
Corredores y vestíbulos	300
<u>Hoteles</u>	
Habitaciones	175
Áreas públicas y corredores	300
<u>Locales Comerciales</u>	500
<u>Oficinas</u>	
Áreas de trabajo	250
Áreas públicas y corredores	300
Salas de archivo	Según ocupación y equipos pero no menor de 500.

* Se verificará además para una carga concentrada de 900 kg distribuída sobre un cuadrado de 15 cm de lado, colocada en el punto más desfavorable.

** Se verificará además para una carga concentrada igual a la carga máxima por rueda según Normas MTC o AASHTO, distribuída en un cuadrado de 15 cm de lado.



continuación:

Uso del Edificio o Estructura	Carga Distribuída kg/m ²
<u>Salas de Reunión</u>	
Asientos fijos	400
Asientos móviles	500
Plataformas y escenarios	500
<u>Salones de Fiesta</u>	500
<u>Teatros, Cines y Espectáculos Públicos</u>	
Áreas públicas y corredores	500
Zonas de espectadores	400
Escenarios	750
Camerinos	175
<u>Techos *</u>	
Techos con peso propio igual o menor de 50 kg/m ² de proyección horizontal:	La indicada en la Norma de viento pero no menor de:
- Para pendiente igual o menor del 5 %	100
- Para pendiente mayor del 5 %	50
Techos con peso propio mayor de 50 kg/m ² de proyección horizontal:	La indicada en la Norma de viento pero no menor de:
- Para pendiente igual o menor del 15 %	100
- Para pendiente mayor del 15 %	50

* Los elementos de techos livianos, como por ejemplo: las correas, deben diseñarse además para una carga concentrada de 80 kg y los elementos de cubierta deben ser adecuados para las cargas variables y de viento que establecen las normas.

CAPITULO

2

*Detalles, Desarrollo
y Despieces de
las Cabillas*





ASPECTOS GENERALES

En zonas sísmicas reviste especial importancia el adecuado anclaje de las barras y las Normas COVENIN-MINDUR tratan detalladamente este punto. Para facilitar el empleo de estas Normas se incluyen aquí diversas recomendaciones y tablas según se especifica a continuación.

TABLAS

- 1) Longitudes de desarrollo, ℓ_d , de cabillas corrugadas sin ganchos, en centímetros y sometidas a tracción ó a compresión. Tablas 2.6 a 2.8 .
- 2) Longitudes de empalmes de cabillas corrugadas sin ganchos, en centímetros y sometidas a tracción ó a compresión. Tablas 2.9 a 2.14 .
- 3) Longitudes totales de dobleces típicos en centímetros, tanto para armadura principal como para estribos y ligaduras. Tabla 2.15 .
- 4) Longitudes de desarrollo ℓ_{dh} en centímetros, para cabillas corrugadas sometidas a tracción, que terminan en gancho estándar. Tablas 2.16 a 2.18.

Todas ellas para los diámetros de cabillas y calidades de concreto y acero más usuales:

Cabillas de ϕ : 3/8", 1/2", 5/8", 3/4", 7/8", 1" y 1 3/8"

Concretos de f'_c : 150, 200, 250, 300, 350 y 400 kg/cm²

Aceros de f_y : 2800 y 4200 kg/cm²

y de acuerdo a las siguientes expresiones:

1. Longitudes de Desarrollo para Cabillas sin Gancho:

1.1 Cabillas a tracción (12.2)

1.1.1 Como refuerzo inferior:

$$\left. \begin{array}{l} \ell_{db} = 0.06 A_b f_y / \sqrt{f'_c} \\ 1.1.2 \text{ Como refuerzo superior:} \\ \ell_d = (0.06 A_b \cdot f_y / \sqrt{f'_c}) 1.4 \end{array} \right\} \geq \begin{cases} 0.006 d_b \cdot f_y \\ 30 \text{ cm} \end{cases}$$



1.2 Cabillas a Compresión (12.3)

1.2.1 Como refuerzo inferior:

$$\left. \begin{array}{l} \ell_{db} = 0.08 f_y d_b / \sqrt{f'_c} \\ 1.2.2 \text{ Zunchadas:} \\ \ell_d = (0.08 f_y d_b / \sqrt{f'_c}) \cdot 0.75 \end{array} \right\} \geq \begin{cases} 0.004 f_y \cdot d_b \\ 20 \text{ cm} \end{cases}$$

2. Longitudes de Empalme para Cabillas sin Gancho:

2.1 Cabillas a Tracción (12.15)

$$\left. \begin{array}{l} 2.1.1 \text{ Normales: empalme clase A: } \ell_d \text{ (ver 1.1.1)} \\ \text{empalme clase B: } 1.3 \ell_d \text{ (ver 1.1.1)} \\ \text{empalme clase C: } 1.7 \ell_d \text{ (ver 1.1.1)} \end{array} \right\} \geq 30 \text{ cm}$$

2.1.2 Como refuerzo superior:

$$\begin{array}{ll} \text{Empalme clase A:} & \ell_d \text{ (ver 1.1.2)} \\ \text{Empalme clase B:} & 1.3 \ell_d \text{ (ver 1.1.2)} \\ \text{Empalme clase C:} & 1.7 \ell_d \text{ (ver 1.1.2)} \end{array}$$

2.2 Cabillas a Compresión (12.16)

$$2.2.1 \text{ Longitud Básica: } \ell_s \begin{cases} > 0.007 f_y d_b \\ \geq 30 \text{ cm} \end{cases}$$

$$2.2.2 \text{ Con Ligaduras: } \begin{cases} 0.85 \ell_s \text{ (ver 2.2.1)} \\ \geq 30 \text{ cm} \end{cases}$$

$$2.2.3 \text{ Con Zunchos: } \begin{cases} 0.75 \ell_s \text{ (ver 2.2.1)} \\ \geq 30 \text{ cm} \end{cases}$$

Nota: Para $f'_c = 150$ y 200 kg/cm^2

ℓ_s se incrementará en $1/3$



3. Longitud Total de Dobleses Típico: (7.2)

3.1 Armadura Principal

3.1.1 Doble a 90° : $12 d_b$

de $3/8"$ a $1"$: long. total = $16.71 d_b$ (cm)

de $1 \ 3/8"$: long. total = $18.28 d_b$ (cm)

3.2.1 Doble a 180° : $4 d_b \geq 7 \text{ cm}$

de $3/8"$ a $1"$: long. total = $13.42 d_b$ (cm)

de $1 \ 3/8"$: long. total = $16.56 d_b$ (cm)

(tomar en cuenta los valores mínimos)

3.2 Estribos y Ligaduras

3.2.1 Gancho a 90° : $6 d_b \geq 7 \text{ cm}$

long. total = $10.71 d_b$ (cm)

$$3.2.2 \text{ Gancho a } 135^\circ : \begin{cases} 6 d_b \geq 7 \text{ cm (en zona sin confinamiento)} \\ \text{long. total} = 13.07 d_b \text{ (cm)} \\ 10 d_b \text{ (en zona con confinamiento)} \\ \text{long. total} = 17.07 d_b \text{ (cm)} \\ \text{(tomar en cuenta los valores mínimos)} \end{cases}$$

4. Longitudes de Desarrollo para Cabillas Sometidas a Tracción y que terminan en Gancho Estándar (12.5)

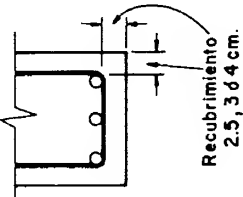
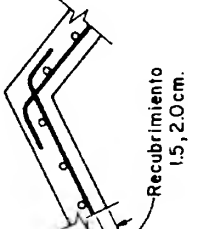
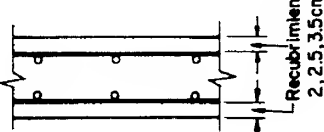
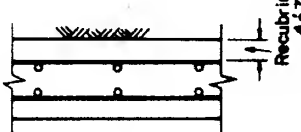
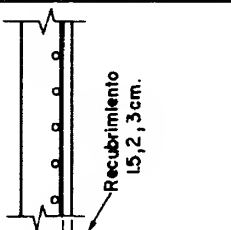
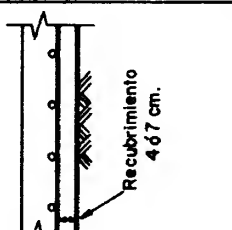
$$\ell_{dh} = \ell_{hb} \times \text{factores de modificación} \geq \begin{cases} 8 d_b \\ 15 \text{ cm} \end{cases}$$

en donde:

$$\ell_{hb} = 320 d_b / \sqrt{f'_c}$$



TABLA 2.1

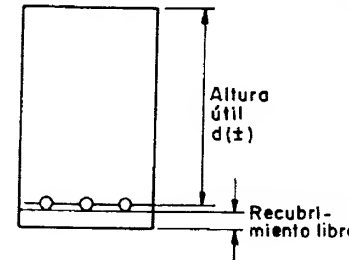
CARACTERÍSTICAS DEL AMBIENTE	TABLA 2.1	
	VIGAS Y COLUMNAS	CÁSCARAS Y PLACAS DELGADAS
a) Piezas al abrigo de la interperie o	 Recubrimiento 2.5, 3 ó 4 cm.	 Recubrimiento 1.5, 2.0 cm.
b) Expuestas a la interperie en ambientes agresivos, o		
c) Expuestas a la interperie en ambientes medianamente agresivos.	 Recubrimiento 2, 2.5, 3 ó 5 cm.	 Recubrimiento 4 ó 7 cm.
d) Piezas en contacto con el terreno o		
e) Vaciadas con el terreno y permanentemente en contacto con el mismo.	 Recubrimiento 1.5, 2, 3 cm.	 Recubrimiento 4 ó 7 cm.



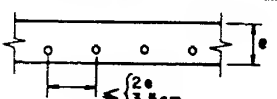
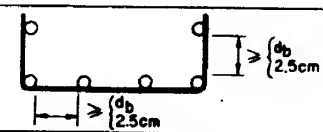
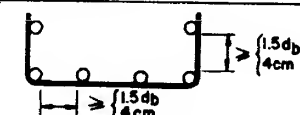
TOLERANCIA PARA LA COLOCACION DE LAS ARMADURAS:

TABLA 2.2

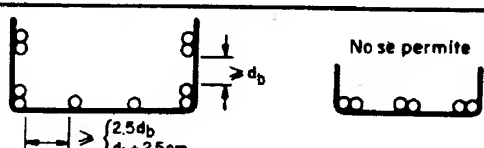
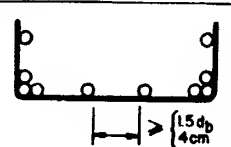
Altura útil d	Tolerancia	
	En la altura útil	En recubrimiento mínimo
$d \leq 20 \text{ cm}$	$\pm 1.0 \text{ cm}$	$- 1.0 \text{ cm}$
$d \geq 20 \text{ cm}$	$\pm 1.5 \text{ cm}$	$- 1.5 \text{ cm}$



SEPARACION DE LAS ARMADURAS: (ver Tabla 2.3 y 2.5)

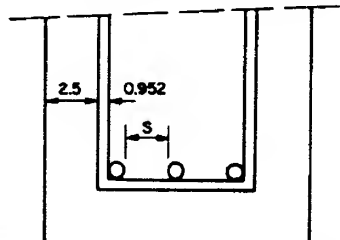
Elementos	Separación
Losas y placas macizas Muros	
Vigas	
Columnas	

SEPARACION DE LOS GRUPOS DE BARRAS: (ver Tabla 2.4)

Vigas	 No se permite
Columnas	



NÚMERO MÁXIMO DE CABILLAS EN UNA SOLA CAPA DE REFUERZO



Siendo:

$$n = \frac{b - 6.904}{\phi + S}$$

donde:

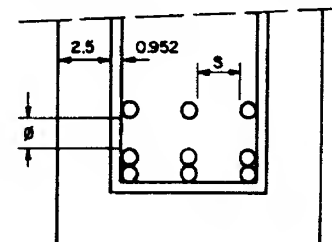
$$S \geq \begin{cases} \phi \\ 2.5 \text{ cm.} \end{cases}$$

TABLA 2.3

ANCHO (cm)	DIÁMETRO EN PULGADAS						
	3/8"	1/2"	5/8"	3/4"	7/8"	1"	1 3/8"
20	4	4	4	3	3	3	2
25	6	5	5	5	4	4	3
30	7	7	6	6	5	5	4
35	9	8	7	7	6	6	4
40	10	9	9	8	8	7	5
45	12	11	10	9	9	8	6
50	13	12	11	10	10	9	7
55	14	13	12	11	11	10	7
60	16	15	13	13	12	11	8
65	17	16	15	14	13	12	9
70	19	17	16	15	14	13	9
75	20	19	17	16	15	14	10
80	22	20	18	17	16	15	11
85	23	21	20	18	17	16	11
90	25	23	21	19	18	17	12
95	26	24	22	20	19	18	13
100	27	25	23	22	20	19	13



NÚMERO MÁXIMO DE GRUPOS DE DOS CABILLAS EN UNA SOLA CAPA DE REFUERZO



Siendo:

$$n = \frac{b - 6.904}{\phi + S}$$

donde:

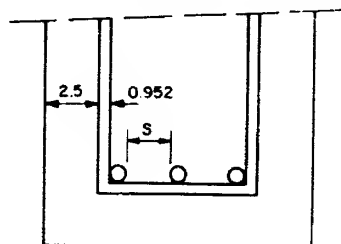
$$S \geq \begin{cases} 2.5 \phi \\ \phi + 2.5 \text{ cm.} \end{cases}$$

TABLA 2.4

ANCHO (cm)	DIÁMETRO EN PULGADAS						
	3/8"	1/2"	5/8"	3/4"	7/8"	1"	1 3/8"
20	3	3	3	2	2	2	2
25	5	4	4	3	3	3	2
30	6	5	5	4	3	3	2
35	7	6	5	5	4	4	3
40	8	7	6	5	5	4	3
45	9	8	7	6	5	5	4
50	10	9	8	7	6	5	4
55	11	10	9	8	7	6	4
60	13	11	10	8	7	6	5
65	14	12	11	9	8	7	5
70	15	13	12	10	9	8	6
75	16	14	12	11	9	8	6
80	17	15	13	11	10	9	6
85	18	16	14	12	11	9	7
90	19	17	15	13	11	10	7
95	21	18	16	14	12	10	8
100	22	19	17	14	12	11	8



NÚMERO MÁXIMO DE CABILLAS EN UNA CAPA DE REFUERZO



Siendo:

$$n = \frac{b - 6.904}{\phi + S}$$

donde:

$$S \geq \begin{cases} 1.5 \phi \\ 4 \text{ cm.} \end{cases}$$

TABLA 2.5

ANCHO (cm)	DIÁMETRO EN PULGADAS						
	3/8"	1/2"	5/8"	3/4"	7/8"	1"	1 3/8"
20	3	3	3	3	3	3	2
25	4	4	4	4	3	3	3
30	5	5	5	4	4	4	3
35	6	6	6	5	5	5	4
40	7	7	6	6	6	6	4
45	8	8	7	7	7	6	5
50	9	9	8	8	7	7	5
55	10	10	9	9	8	8	6
60	11	11	10	9	9	9	6
65	12	12	11	10	10	9	7
70	13	12	12	11	11	10	8
75	14	13	13	12	11	11	8
80	15	14	14	13	12	12	9
85	16	15	14	14	13	12	9
90	17	16	15	15	14	13	10
95	18	17	16	15	15	14	10
100	19	18	17	16	15	15	11



TABLA 2.6

ϕ	f_y kg/cm ²	$f'_c = 150$ kg/cm ²				$f'_c = 200$ kg/cm ²			
		Cabillas a Tracción		Cabillas a Compresión		Cabillas a Tracción		Cabillas a Compresión	
		(1)	(2)	(1)	(3)	(1)	(2)	(1)	(3)
3/8"	2800	30	30	20	20	30	30	20	20
	4200	30	34	26	20	30	34	23	20
1/2"	2800	30	30	23	20	30	30	20	20
	4200	32	45	35	26	32	45	30	23
5/8"	2800	30	38	29	22	30	37	25	20
	4200	41	57	44	33	40	56	38	28
3/4"	2800	39	55	35	26	34	47	30	23
	4200	59	82	52	39	51	71	45	34
7/8"	2800	53	75	41	30	46	65	35	26
	4200	80	112	61	46	69	97	53	40
1"	2800	70	97	46	35	60	84	40	30
	4200	104	146	70	52	90	126	60	45
1 3/8"	2800	138	193	65	49	120	167	57	43
	4200	207	290	98	74	179	251	85	64

(1) Como refuerzo superior, con menos de 30 cm de concreto por debajo.

(2) Como refuerzo superior, con más de 30 cm de concreto por debajo.

(3) Zunchadas.



T A B L A 2.7

ϕ	f_y kg/cm ²	$f'_c = 250$ kg/cm ²				$f'_c = 300$ kg/cm ²			
		Cabillas a Tracción		Cabillas a Compresión		Cabillas a Tracción		Cabillas a Compresión	
		(1)	(2)	(1)	(3)	(1)	(2)	(1)	(3)
3/8"	2800	30	30	20	20	30	30	20	20
	4200	30	34	20	20	30	34	20	20
1/2"	2800	30	30	20	20	30	30	20	20
	4200	32	45	27	20	32	45	25	20
5/8"	2800	30	37	23	20	30	37	21	20
	4200	40	56	34	25	40	56	31	23
3/4"	2800	32	45	27	20	32	45	25	20
	4200	48	67	40	30	48	67	37	28
7/8"	2800	41	58	31	24	38	53	29	22
	4200	62	87	47	35	56	79	43	32
1"	2800	54	75	36	27	49	69	33	25
	4200	81	113	54	40	74	103	49	37
1 3/8"	2800	107	150	51	38	98	137	46	35
	4200	160	224	76	57	146	205	69	52

- (1) Como refuerzo superior, con menos de 30 cm de concreto por debajo.
 (2) Como refuerzo superior, con más de 30 cm de concreto por debajo.
 (3) Zunchadas.



T A B L A 2.8

ϕ	f_y kg/cm ²	$f'_c = 350$ kg/cm ²				$f'_c = 400$ kg/cm ²			
		Cabillas a Tracción		Cabillas a Compresión		Cabillas a Tracción		Cabillas a Compresión	
		(1)	(2)	(1)	(3)	(1)	(2)	(1)	(3)
3/8"	2800	30	30	20	20	30	30	20	20
	4200	30	34	20	20	30	34	20	20
1/2"	2800	30	30	20	20	30	30	20	20
	4200	32	45	23	20	32	45	21	20
5/8"	2800	30	37	20	20	30	37	20	20
	4200	40	56	29	21	40	56	27	20
3/4"	2800	32	45	23	20	32	45	21	20
	4200	48	67	34	26	48	67	32	24
7/8"	2800	37	52	27	20	37	52	25	20
	4200	56	78	40	30	56	78	37	28
1"	2800	46	64	30	23	43	60	28	21
	4200	68	96	46	34	64	90	43	32
1 3/8"	2800	90	126	43	32	85	118	40	30
	4200	136	190	64	48	127	177	60	45

- (1) Como refuerzo superior, con menos de 30 cm de concreto por debajo.
 (2) Como refuerzo superior, con más de 30 cm de concreto por debajo.
 (3) Zunchadas.



T A B L A 2.9

ϕ	f_y kg/cm ²	$f'_c = 150 \text{ kg/cm}^2$								
		Cabillas a Tracción						Cabillas a Compresión		
		Normales			Como Refuerzo Superior			Longitud Básica	Con Ligaduras	Con Estribos
		Empalme Clase			Empalme Clase					
		A	B	C	A	B	C			
		ℓ_d	$1.3 \ell_d$	$1.7 \ell_d$	ℓ_d	$1.3 \ell_d$	$1.7 \ell_d$	ℓ_d	$0.85 \ell_d$	$0.75 \ell_d$
3/8"	2800	30	30	30	30	30	38	30	30	30
	4200	30	31	41	34	44	57	35	30	30
1/2"	2800	30	30	36	30	39	51	31	30	30
	4200	32	42	54	45	58	76	46	39	35
5/8"	2800	30	35	46	38	49	65	39	33	30
	4200	41	53	69	57	74	97	58	49	44
3/4"	2800	39	51	66	55	71	93	46	39	35
	4200	59	76	100	82	107	140	70	59	52
7/8"	2800	53	69	90	75	97	127	54	46	41
	4200	80	104	136	112	145	190	81	69	61
1"	2800	70	90	118	97	127	166	62	53	46
	4200	104	136	177	146	190	248	93	79	70
1 3/8"	2800	138	179	235	193	251	328	87	74	65
	4200	207	269	352	290	377	493	131	111	98



T A B L A 2.10

ϕ	f_y kg/cm ²	$f'_C = 200 \text{ kg/cm}^2$								
		Cabillas a Tracción						Cabillas a Compresión		
		Normales			Como Refuerzo Superior			Longitud Básica	Con Ligaduras	Con Estribos
		Empalme Clase			Empalme Clase					
		A	B	C	A	B	C			
		ℓ_d	$1.3 \ell_d$	$1.7 \ell_d$	ℓ_d	$1.3 \ell_d$	$1.7 \ell_d$	ℓ_d	$0.85\ell_d$	$0.75\ell_d$
3/8"	2800	30	30	30	30	30	38	30	30	30
	4200	30	31	41	34	44	57	30	30	30
1/2"	2800	30	30	36	30	39	51	30	30	30
	4200	32	42	54	45	58	76	40	34	30
5/8"	2800	30	35	45	37	49	64	34	30	30
	4200	40	52	68	56	73	95	50	43	38
3/4"	2800	34	44	58	47	62	81	40	34	30
	4200	51	66	86	71	92	121	60	51	45
7/8"	2800	46	60	78	65	84	110	47	40	35
	4200	69	90	118	97	126	165	70	60	53
1"	2800	60	78	102	84	110	143	54	46	40
	4200	90	117	154	126	164	215	80	68	60
1 3/8"	2800	120	155	203	167	218	284	76	64	57
	4200	179	233	305	251	326	427	113	96	85



T A B L A 2.11

ϕ	f_y kg/cm ²	$f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$								
		Cabillas a Tracción						Cabillas a Compresión		
		Normales			Como Refuerzo Superior			Longitud Básica	Con Ligaduras	Con Estribos
		Empalme Clase			Empalme Clase					
		A	B	C	A	B	C			
		ℓ_d	$1.3 \ell_d$	$1.7 \ell_d$	ℓ_d	$1.3 \ell_d$	$1.7 \ell_d$	ℓ_d	$0.85\ell_d$	$0.75\ell_d$
3/8"	2800	30	30	30	30	30	38	30	30	30
	4200	30	31	41	34	44	57	30	30	30
1/2"	2800	30	30	36	30	39	51	30	30	30
	4200	32	42	54	45	58	76	30	30	30
5/8"	2800	30	35	45	37	49	64	30	30	30
	4200	40	52	68	56	73	95	34	30	30
3/4"	2800	32	41	54	45	58	76	30	30	30
	4200	48	62	81	67	87	114	40	34	30
7/8"	2800	41	54	70	58	75	98	31	30	30
	4200	62	80	105	87	113	147	47	40	35
1"	2800	54	70	92	75	98	128	36	31	30
	4200	81	105	137	113	147	192	54	46	40
1 3/8"	2800	107	139	182	150	195	254	51	43	38
	4200	160	208	273	224	292	382	76	65	57



T A B L A 2.12

ϕ	f_y kg/cm ²	$f'_c = 300 \text{ kg/cm}^2$								
		Cabillas a Tracción						Cabillas a Compresión		
		Normales			Como Refuerzo Superior			Longitud Básica	Con Ligaduras	Con Estribos
		Empalme Clase			Empalme Clase					
		A	B	C	A	B	C			
		ℓ_d	$1.3 \ell_d$	$1.7 \ell_d$	ℓ_d	$1.3 \ell_d$	$1.7 \ell_d$	ℓ_d	$0.85 \ell_d$	$0.75 \ell_d$
3/8"	2800	30	30	30	30	30	38	30	30	30
	4200	30	31	41	34	44	57	30	30	30
1/2"	2800	30	30	36	30	39	51	30	30	30
	4200	32	42	54	45	58	76	30	30	30
5/8"	2800	30	35	45	37	49	64	30	30	30
	4200	40	52	68	56	73	95	31	30	30
3/4"	2800	32	41	54	45	58	76	30	30	30
	4200	48	62	81	67	87	114	37	31	30
7/8"	2800	38	49	64	53	68	90	30	30	30
	4200	56	73	96	79	103	134	43	37	32
1"	2800	49	64	84	69	90	117	33	30	30
	4200	74	96	125	103	134	176	49	42	37
1 3/8"	2800	98	127	166	137	178	232	46	39	35
	4200	146	190	249	205	266	348	69	59	52



T A B L A 2.13

ϕ	f_y kg/cm ²	$f'_c = 350 \text{ kg/cm}^2$								
		Cabillas a Tracción						Cabillas a Compresión		
		Normales			Como Refuerzo Superior			Longitud Básica	Con Ligaduras	Con Estribos
		Empalme Clase			Empalme Clase					
		A	B	C	A	B	C			
		ℓ_d	$1.3 \ell_d$	$1.7 \ell_d$	ℓ_d	$1.3 \ell_d$	$1.7 \ell_d$	ℓ_d	$0.85 \ell_d$	$0.75 \ell_d$
3/8"	2800	30	30	30	30	30	38	30	30	30
	4200	30	31	41	34	44	57	30	30	30
1/2"	2800	30	30	36	30	39	51	30	30	30
	4200	32	42	54	45	58	76	30	30	30
5/8"	2800	30	35	45	37	49	64	30	30	30
	4200	40	52	68	56	73	95	30	30	30
3/4"	2800	32	41	54	45	58	76	30	30	30
	4200	48	62	81	67	87	114	34	30	30
7/8"	2800	37	48	63	52	68	89	30	30	30
	4200	56	73	95	78	102	133	40	34	30
1"	2800	46	59	77	64	83	108	30	30	30
	4200	68	89	116	96	124	163	46	39	34
1 3/8"	2800	90	117	154	126	164	215	43	36	32
	4200	136	176	230	190	247	323	64	55	48

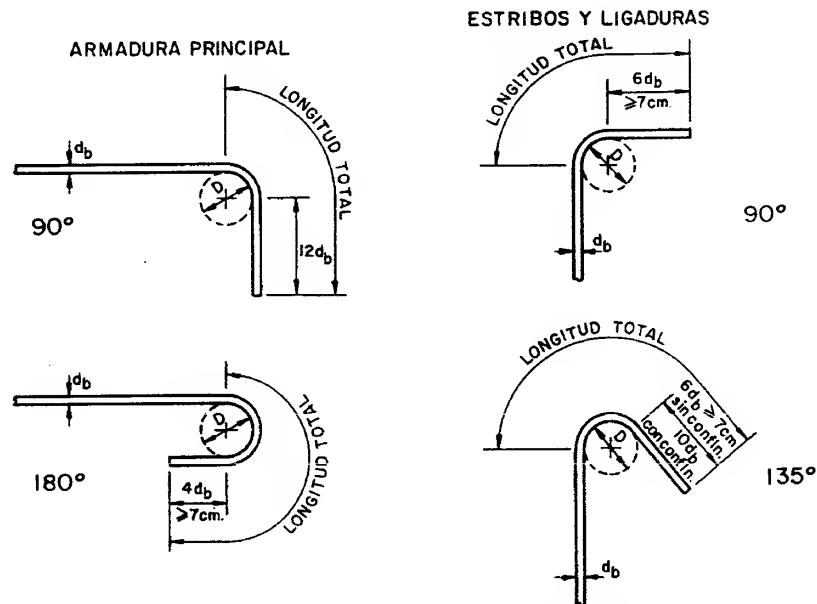


T A B L A 2.14

ϕ	f_y kg/cm ²	$f'_c = 400 \text{ kg/cm}^2$								
		Cabillas a Tracción						Cabillas a Compresión		
		Normales			Como Refuerzo Superior			Longitud Básica	Con Ligaduras	Con Estribos
		Empalme Clase			Empalme Clase					
		A	B	C	A	B	C			
		ℓ_d	$1.3 \ell_d$	$1.7 \ell_d$	ℓ_d	$1.3 \ell_d$	$1.7 \ell_d$			
3/8"	2800	30	30	30	30	30	38	30	30	30
	4200	30	31	41	34	44	57	30	30	30
1/2"	2800	30	30	36	30	39	51	30	30	30
	4200	32	42	54	45	58	76	30	30	30
5/8"	2800	30	35	45	37	49	64	30	30	30
	4200	40	52	68	56	73	95	30	30	30
3/4"	2800	32	41	54	45	58	76	30	30	30
	4200	48	62	81	67	87	114	32	30	30
7/8"	2800	37	48	63	52	68	89	30	30	30
	4200	56	73	95	78	102	133	37	32	30
1"	2800	43	55	73	60	78	102	30	30	30
	4200	64	83	109	90	116	152	43	36	32
1 3/8"	2800	85	110	144	118	154	201	40	34	30
	4200	127	165	215	177	231	302	60	51	45



TABLA 2.15



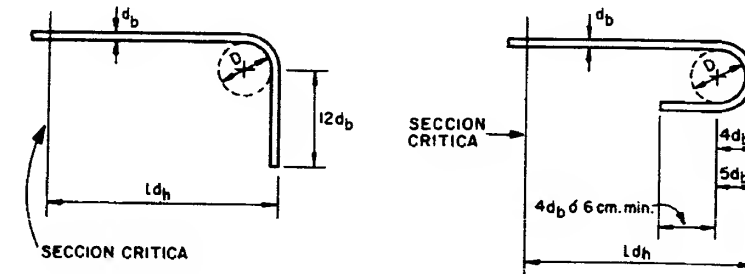
Valores de la longitud total para cabillas de $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

DIAMETRO DE LA BARRA d_b	ARMADURA PRINCIPAL		ESTRIBOS Y LIGADURAS		
	DOBLEZ A:		GANCHO A 90°	GANCHO A 135°	
	90°	180°		Sin Confinamiento.	Con Confinamiento.
3/8" (0.952)	16	16	12	14	16
1/2" (1.27)	21	20	14	17	22
5/8" (1.588)	27	23	17	21	27
3/4" (1.905)	32	26	—	—	—
7/8" (2.22)	37	30	—	—	—
1" (2.54)	42	34	—	—	—
1 3/8" (3.58)	65	59	—	—	—



TABLA 2.16

PARA CABILLAS DE 3/8" A 1"
PARA CABILLAS DE 1 3/8"



Los valores de $4 d_b$, $5 d_b$ y $12 d_b$ para los diferentes diámetros aparecen en la tabla siguiente:

ϕ	$4 d_b$ y $5 d_b$	$12 d_b$
3/8"	6	11
1/2"	6	15
5/8"	6	19
3/4"	8	23
7/8"	9	27
1"	10	31
1 3/8"	18	43

Los valores de ℓ_{dh} , para los diferentes diámetros y calidades de acero y concreto aparecen en las tablas siguientes:



TABLA 2.17

ϕ	f_y kg/cm ²	$f'_c = 150$ kg/cm ²			$f'_c = 200$ kg/cm ²			$f'_c = 250$ kg/cm ²		
		(1)	(2)	(3)	(1)	(2)	(3)	(1)	(2)	(3)
3/8"	2800	17	15	15	15	15	15	13	15	15
	4200	25	18	20	22	15	18	19	15	15
1/2"	2800	22	15	18	19	15	15	17	15	15
	4200	33	23	26	29	20	23	26	18	21
5/8"	2800	28	20	22	24	17	19	21	15	17
	4200	42	29	34	36	25	29	32	22	26
3/4"	2800	33	23	26	29	20	23	26	18	21
	4200	50	35	40	43	30	34	39	27	31
7/8"	2800	39	27	31	33	23	26	30	21	24
	4200	58	41	46	50	35	40	45	32	36
1"	2800	44	31	35	39	27	31	34	24	27
	4200	66	46	53	58	41	46	51	36	41
1 3/8"	2800	63	44	50	54	38	43	49	34	39
	4200	94	52	75	81	57	65	73	51	58

(1) Longitud básica de desarrollo: $\ell_{hb} = 320 d_b / \sqrt{f'_c}$ (2) Para recubrimiento: $0.70 \times \ell_{hb}$ (3) Para ligaduras y estribos: $0.80 \times \ell_{hb}$ 

TABLA 2.18

ϕ	f_y kg/cm ²	$f'_c = 300$ kg/cm ²			$f'_c = 350$ kg/cm ²			$f'_c = 400$ kg/cm ²		
		(1)	(2)	(3)	(1)	(2)	(3)	(1)	(2)	(3)
3/8"	2800	15	15	15	15	15	15	15	15	15
	4200	18	15	15	16	15	15	15	15	15
1/2"	2800	16	15	15	15	15	15	15	15	15
	4200	24	17	19	22	15	18	20	15	16
5/8"	2800	19	15	15	18	15	15	17	15	15
	4200	29	20	23	27	19	22	25	18	20
3/4"	2800	23	16	18	22	15	18	21	15	17
	4200	35	25	28	33	23	26	31	22	25
7/8"	2800	27	19	22	25	18	20	24	17	19
	4200	41	29	33	38	27	30	36	25	29
1"	2800	31	22	25	29	20	23	27	19	22
	4200	47	33	38	43	30	34	41	29	33
1 3/8"	2800	44	31	35	41	29	33	38	27	30
	4200	66	46	53	61	43	49	57	40	46

(1) Longitud básica de desarrollo: $\ell_{hb} = 320 d_b / \sqrt{f'_c}$ (2) Para recubrimiento: $0.70 \times \ell_{hb}$ (3) Para ligaduras y estribos: $0.80 \times \ell_{hb}$

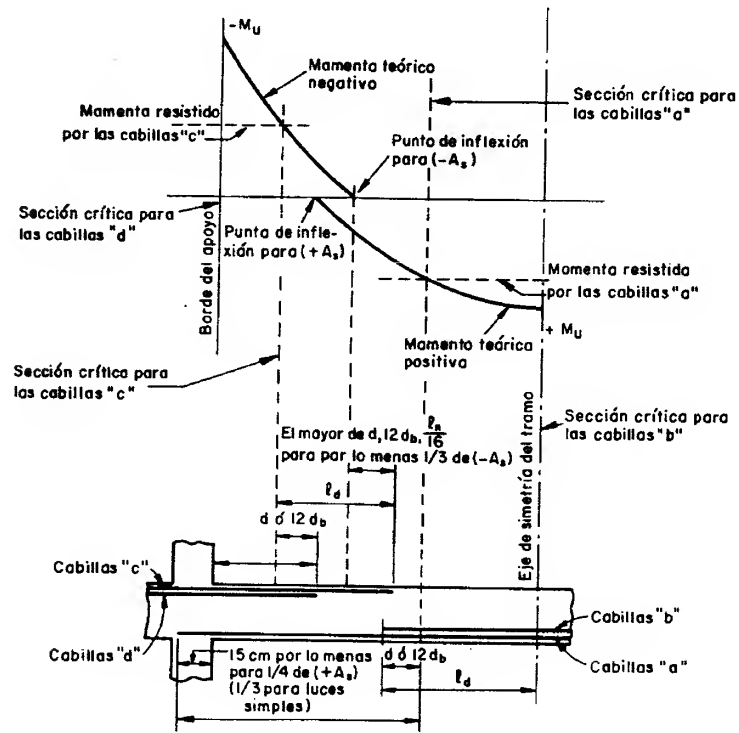


Fig.2.1-Desarrolla de las armaduras a flexión en una viga continua típica

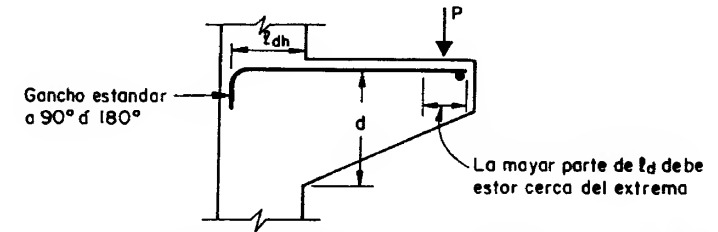


Fig.2.2-Ejemplo de un miembro especial que depende mayormente del anclaje en el extremo

DESARROLLO DE LA ARMADURA PARA MOMENTOS POSITIVOS

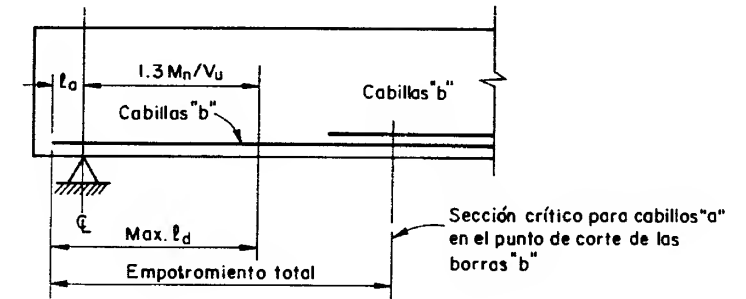


Fig.2.3-Criterio para determinar la longitud máxima de las cobillas en un extremo simplemente apoyado

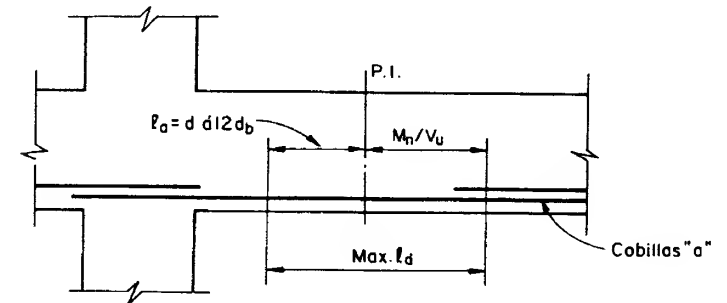


Fig.2.4-Concepto para determinar el diámetro máximo de las cobillas "a" en el punto de inflexión



DESARROLLO DE LA ARMADURA PARA MOMENTOS NEGATIVOS

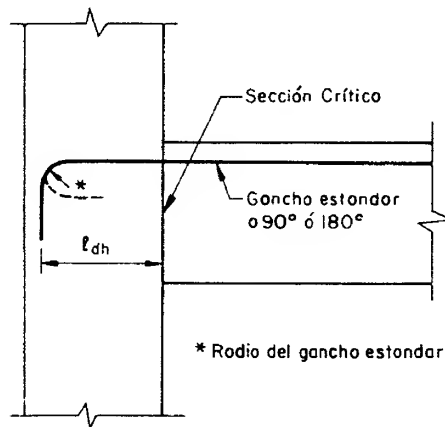


Fig.2.5-Anclaje en una columna exterior

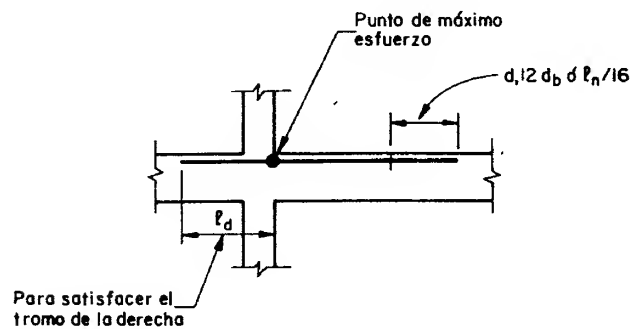


Fig.2.6-Anclaje en una viga adyacente



ARMADURA TRANSVERSAL EN VIGAS

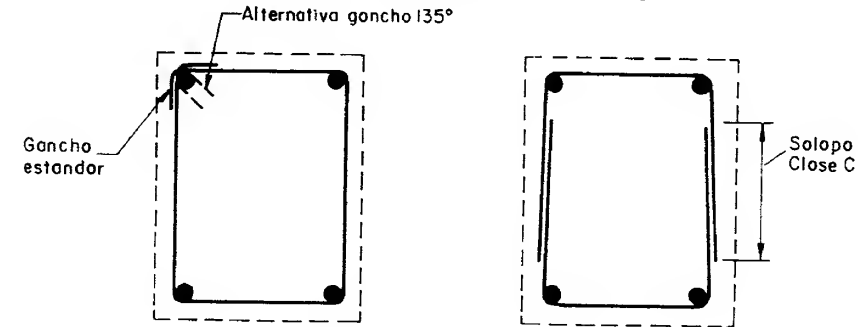


Fig.2.7-Estribos cerrados

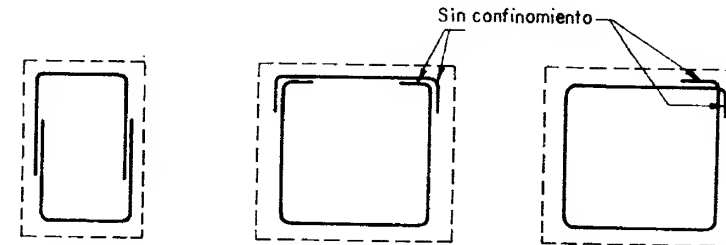


Fig.2.8-Detalle de estribos cerrados no recomendados para miembros sometidos a altos esfuerzos de torsión

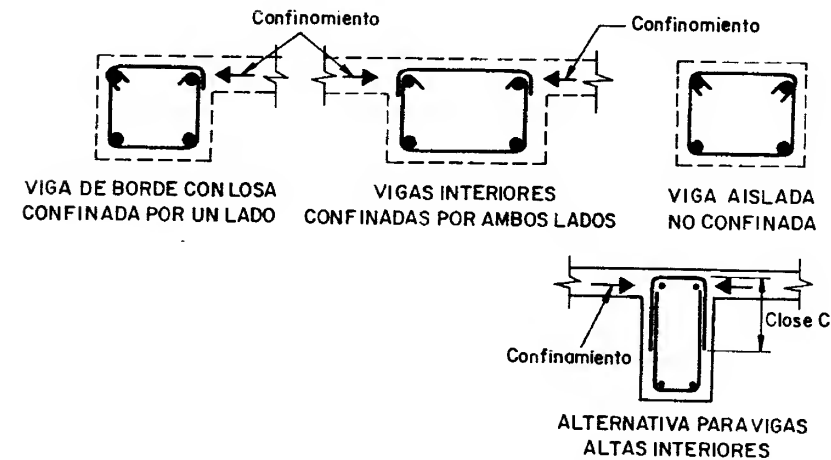


Fig.2.9-Detalle de estribos cerrados recomendados, formado de dos piezas



Cabillas no alineadas:

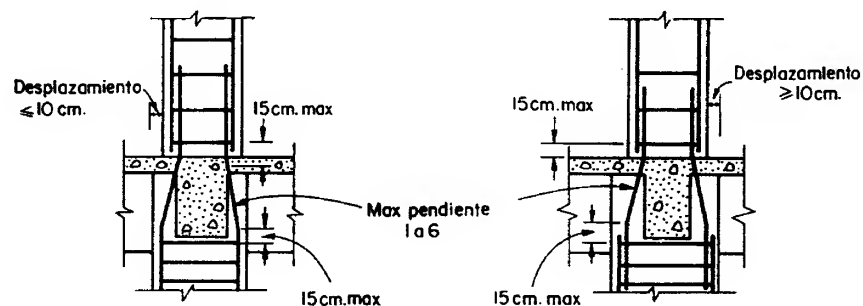


Fig. 2.10- ARMADURA LONGITUDINAL EN COLUMNAS

Zunchas:

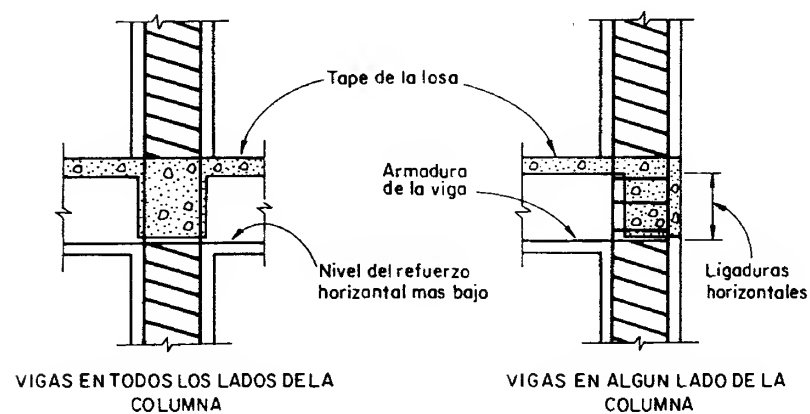
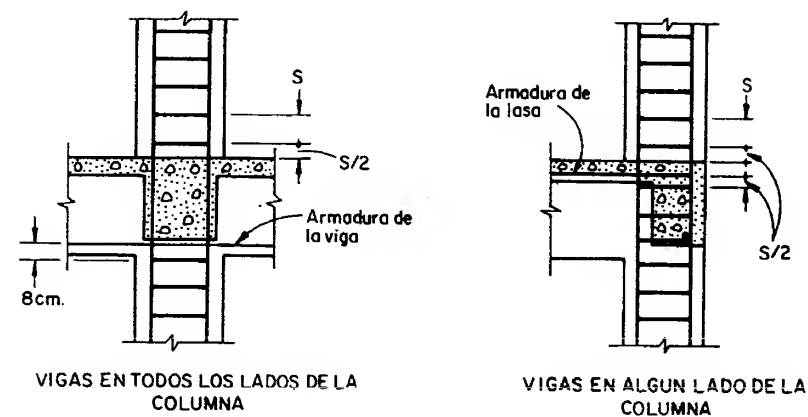


Fig. 2.11- ARMADURA TRANSVERSAL EN COLUMNAS



Ligaduras:



$$d_b \begin{cases} 1/4" \text{ para cabillas longitudinales de } \phi 1/2" \\ 3/8" \text{ para cabillas longitudinales de } \phi 1/2" \text{ hasta } \phi 3/8" \\ 1/2" \text{ para cabillas longitudinales mayores de } \phi 3/8" \end{cases}$$

$$\text{Separación} \leq \begin{cases} 12 \phi \text{ de la cabilla longitudinal} \\ 48 \phi \text{ de la ligadura} \\ \text{Menor dimensión de la columna} \end{cases}$$

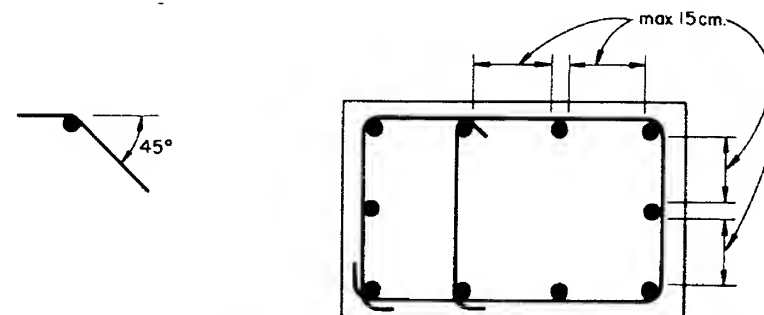


Fig. 2.12

*Método de Diseño
a la Rotura y Requisitos
para la Resistencia*





ASPECTOS GENERALES

La teoría clásica y la teoría de rotura desde el punto de vista operativo consideran en forma diferente las cargas empleadas en el diseño. En la teoría clásica se consideran las llamadas cargas de servicio o cargas reales sobre la estructura y se aplican coeficientes de seguridad a los esfuerzos en los materiales. En la teoría de rotura se trabaja con los materiales en su límite de resistencia y los factores de seguridad se aplican a las cargas mediante factores de mayoración. Estos factores han sufrido cambios en las diferentes Normas. En este trabajo se incluyen los procedimientos de mayoración según las Normas COVENIN-MINDUR 1753 - 81.

Definiciones:

- Carga de Servicio - Suma de las cargas permanentes y variables, sin factores de mayoración.
- Cargas Mayoradas - Carga de servicio multiplicada por los factores de mayoración apropiados, usado para dimensionar miembros por el método de rotura.
- Resistencia Requerida - Resistencia de un miembro o de una sección transversal requerida para resistir las cargas o sollicitaciones mayoradas, según las combinaciones estipuladas en las Normas.
- Resistencia Nominal - Resistencia de un miembro o una sección transversal calculada de acuerdo con las provisiones y suposiciones del método de resistencia de diseño, sin la aplicación de cualquier factor de minoración.
- Resistencia de Diseño - Resistencia nominal multiplicada por un factor de reducción de resistencia.

Notación:

Resistencia Requerida:

- M_u = Momento mayorado en la sección.
 P_u = Carga axial mayorada para una excentricidad dada.
 V_u = Fuerza cortante mayorada en una sección.
 T_u = Momento de torsión mayorado en la sección.

Resistencia Nominal:

- M_n = Resistencia nominal a momento en una sección.
 M_b = Resistencia nominal a momento en condiciones de deformación balanceada.
 P_n = Resistencia nominal a carga axial para una excentricidad dada.
 P_o = Resistencia nominal a carga axial para una excentricidad igual a cero.
 P_b = Resistencia nominal a carga axial en condiciones de deformación balanceada.
 V_n = Resistencia nominal al corte.
 V_c = Fuerza de corte nominal resistida por el concreto.
 V_s = Resistencia nominal al corte atribuida a las armaduras de corte.
 T_n = Momento torsor resistente nominal.
 T_c = Momento torsor resistente nominal atribuido al concreto.
 T_s = Momento torsor resistente nominal atribuido al refuerzo de torsión.

Resistencia de Diseño

- ϕM_n = Resistencia de diseño a momento en una sección.
 ϕP_n = Resistencia de diseño a carga axial para una excentricidad dada.
 ϕU_n = Resistencia de diseño al corte = $\phi (V_c + V_s)$.
 ϕT_n = Resistencia de diseño a la torsión = $\phi (T_c + T_s)$.



RESISTENCIA REQUERIDAS PARA COMBINACIÓN DE CARGAS

1. Carga Permanente y Variable:

$$U = 1.4 CP + 1.7 CV$$

2. Carga Permanente, Variable y Viento:

$$U = 0.75 (1.4 CP + 1.7 CV + 1.7 W) \\ = 1.05 CP + 1.275 CV + 1.275 W$$

y

$$U = 0.9 CP + 1.3 W$$

3. Carga Permanente, Variable y Sismo:

$$U = 0.75 (1.4 CP + 1.7 CV) + 1.0 S \\ = 1.05 CP + 1.275 CV + 1.0 S$$

y

$$U = 0.9 CP + 1.0 S$$

NOTA:

Estas fórmulas son aplicables cuando S se determina según la Norma COVENIN-MINDUR 1756. Para el caso de que se aplique la Norma Provisional para Construcciones Antisísmicas - MOP 1967, mientras permanezca vigente, las fórmulas anteriores se reemplazarán por las siguientes:

$$U = 0.75 (1.4 CP + 1.7 CV + 1.9 S)$$

$$U = 0.9 CP + 1.4 S$$

4. Carga Permanente, Variable más Empuje de Tierra:

$$U = 1.4 CP + 1.7 CV + 1.7 H$$

$$U = 0.9 CP + 1.7 H$$

5. Carga Permanente, Variable más Presión de Líquidos:

$$U = 1.4 CP + 1.7 CV + 1.4 F$$

$$U = 0.9 CP + 1.4 F$$

6. Impacto:

Este efecto será incluido en la carga variable (CV).



7. Carga Permanente Variable más Asentamiento Diferenciales, Fluencia, Retracción o Cambio de Temperatura:

$$U = 0.75 (1.4 CP + 1.4 T + 1.7 CV) \\ = 1.05 CP + 1.05 T + 1.275 CV$$

$$U = 1.4 CV + 1.4 T$$

8. Simplificando los casos anteriores:

Cuando:

$$CV \leq \begin{cases} 0.75 CP \\ 500 \text{ kg/m}^2 \end{cases}$$

$$U = 1.5 (CP + CV) \\ U = 1.2 (CP + CV) + 1.0 S \\ U = 1.2 (CP + CV) + 1.3 W \\ U = 1.5 (CP + CV) + 1.7 H \\ U = 1.5 (CP + CV) + 1.4 F \\ U = 1.2 (CP + CV) + 1.1 T$$

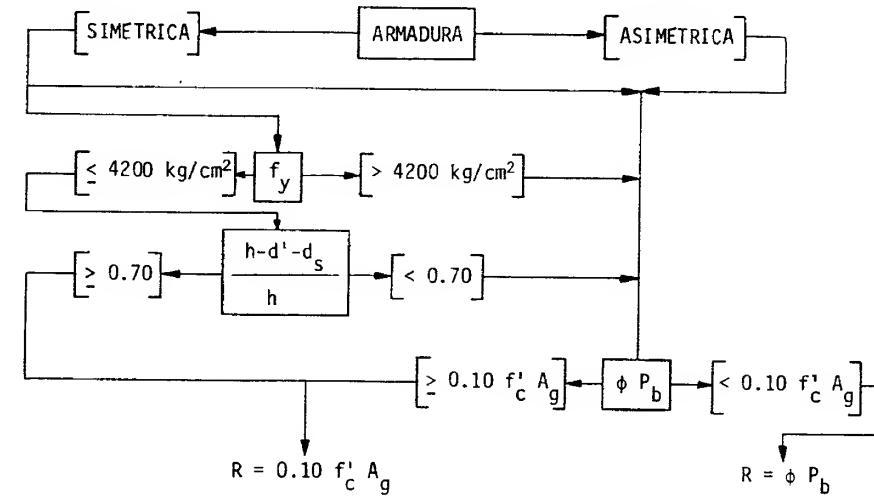
FACTOR DE MINORACIÓN DE RESISTENCIA

ACCION	ϕ
Flexión, con o sin tracción axial	0.90
Tracción Axial	0.90
Compresión axial con o sin flexión:	
Para miembros con armadura helicoidal	0.75 (*)
Para otros miembros armados	0.70 (*)
Corte y torsión	0.85
Aplastamiento del concreto	0.70
Flexión del concreto sin armar	0.65

* Para valores bajos de carga axial, el factor ϕ puede aumentarse.

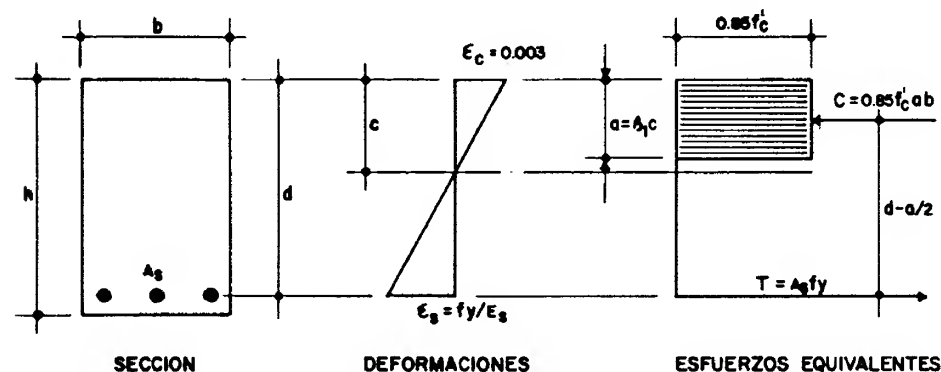


VARIACIONES DEL FACTOR ϕ



$$\phi \begin{pmatrix} \text{miembros con armadura} \\ \text{helicoidal} \end{pmatrix} = 0.9 - \frac{0.15 \phi P_n}{R} \geq 0.75$$

$$\phi \text{ (otros miembros)} = 0.9 - \frac{0.20 \phi P_n}{R} \geq 0.70$$



1.- PORCENTAJE BALANCEADO DE ARMADURA:

$$\rho_b = 0.85 \beta_1 \frac{f'_c}{f_y} \frac{6.300}{6.300 + f_y}$$

siendo

$$\rho_{máx} = 0.75 \rho_b \quad y$$

$$\rho_{mín} = \frac{14}{f_y}$$

2.- DE LA FIGURA:

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} = \frac{\rho f_y d}{0.85 f'_c} \quad y$$

$$M'_U = A_s f_y \left(d - \frac{a}{2}\right) = \rho f_y \left(1 - 0.59 \rho \frac{f_y}{f'_c}\right) b d^2$$

3.- MOMENTO RESISTENTE DE DISEÑO:

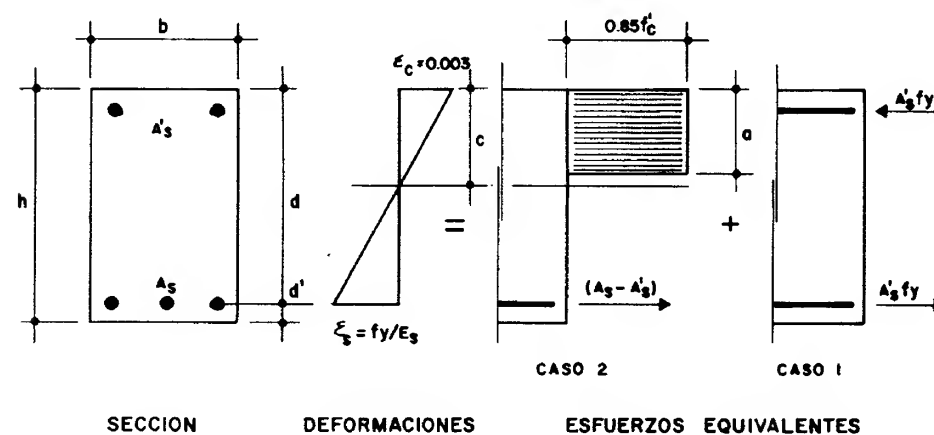
$$M_U = \phi M'_U = \phi A_s f_y \left(d - \frac{a}{2}\right) = \phi \rho f_y \left(1 - 0.59 \rho \frac{f_y}{f'_c}\right) b d^2$$

$$M_U = R_U b d^2$$

4.- ACERO

$$A_s = \frac{M_U}{\phi f_y \left(d - \frac{a}{2}\right)} \quad \delta \quad A_s = \frac{M_U}{\phi f_y (1 - 0.59 q) d}$$

$$\text{en donde } q = \rho \frac{f_y}{f'_c}$$



1.- DE LA FIGURA:

$$M'_1 = A'_s f_y (d - d')$$

$$M'_2 = (A_s - A'_s) f_y \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$$a = \frac{(A_s - A'_s) f_y}{0.85 f'_c b} = \frac{(\rho - \rho') f_y d}{0.85 f'_c}$$

2.- MOMENTO RESISTENTE TOTAL:

$$M'_U = M'_1 + M'_2 = (A_s - A'_s) f_y \left(d - \frac{a}{2}\right) + A'_s f_y (d - d')$$

3.- MOMENTO RESISTENTE DE DISEÑO:

$$M_U = \phi M'_U = \phi [(A_s - A'_s) f_y \left(d - \frac{a}{2}\right) + A'_s f_y (d - d')]$$

en otra forma:

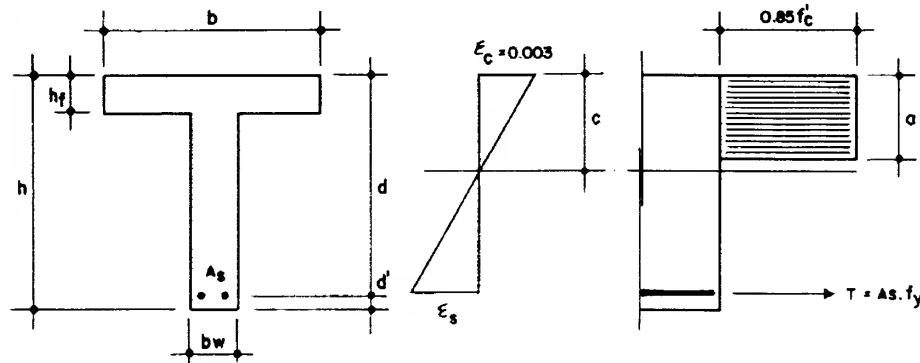
$$M_U = \phi [0.85 f'_c a b \left(d - \frac{a}{2}\right) + A'_s f'_s (d - d')]$$

4.- ACERO:

$$A_s = \frac{M_U}{\phi f_y (1 - 0.59 q) d} + \frac{M_U - M'_U}{\phi f_y (d - d')} \quad y$$

$$A'_s = \frac{M_U - M'_U}{\phi f'_s (d - d')} \quad \text{en donde:}$$

$$f'_s = f'_c - 0.85 f'_c$$



SECCION

DEFORMACIONES

ESFUERZOS EQUIVALENTES

1.- DE LA FIGURA:

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} = \frac{\rho f_y d}{0.85 f'_c}$$

$$A_{sf} = \frac{0.85 f'_c (b - b_w) h_f}{f_y}$$

$$M'_1 = A_{sf} f_y \left(d - \frac{h_f}{2} \right)$$

$$a = \frac{(A_s - A_{sf}) f_y}{0.85 f'_c b_w}$$

$$M'_2 = (A_s - A_{sf}) f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

2.- MOMENTO RESISTENTE TOTAL:

$$M'_u = M'_1 + M'_2 = A_{sf} f_y \left(d - \frac{h_f}{2} \right) + (A_s - A_{sf}) f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

3.- MOMENTO RESISTENTE DE DISEÑO:

$$M_u = \phi M'_u = \phi \left[A_{sf} f_y \left(d - \frac{h_f}{2} \right) + (A_s - A_{sf}) f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \right]$$

4.- ACERO: $A_s = \frac{0.85 f'_c (b - b_w) h_f}{f_y} + \frac{M_u - M'_1}{\phi f_y (d - \frac{a}{2})}$ ó en forma aproximada:

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y (d - \frac{a}{2})}$$



ASPECTOS GENERALES

Los diagramas de flujo que aparecen a continuación tienen por objeto facilitar la aplicación de las Normas COVENIN-MINDUR 1753 - 81 al diseño y revisión de secciones de concreto armado sometidas a flexión.

Se incluyen los siguientes flujogramas:

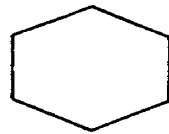
- Diseño de secciones rectangulares simplemente armadas.
- Revisión de secciones rectangulares simplemente armadas.
- Diseño de secciones rectangulares doblemente armadas.
- Revisión de secciones rectangulares doblemente armadas.
- Diseño de secciones T simplemente armadas.
- Revisión de secciones T simplemente armadas.

Se acompañan estos flujogramas con ejemplos de aplicación a diversos problemas de diseño y revisión de secciones.

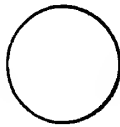
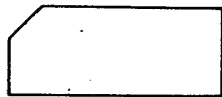
Además de éstos, se presentan flujogramas de:

- Diseño de secciones sometidas a corte.
- Diseño de secciones sometidas a torsión.
- Diseño de ménsulas.
- Diseño de refuerzo metálico en ménsulas.
- Diseño de plancha de apoyo en ménsulas.
- Diseño de empleo de ménsula metálica.
- Guía para la elaboración de un proyecto estructural.
- Guía para el uso de la Norma Antisísmica.
- Guía para el uso de la Norma de Viento.
- Diseño de mezclas de concreto.

que aparecen en su capítulo correspondiente acompañados de ejemplos de aplicación.



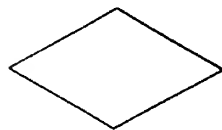
INCOGNITAS

INICIO, FIN
CONTINUACION

DATOS



DECISION



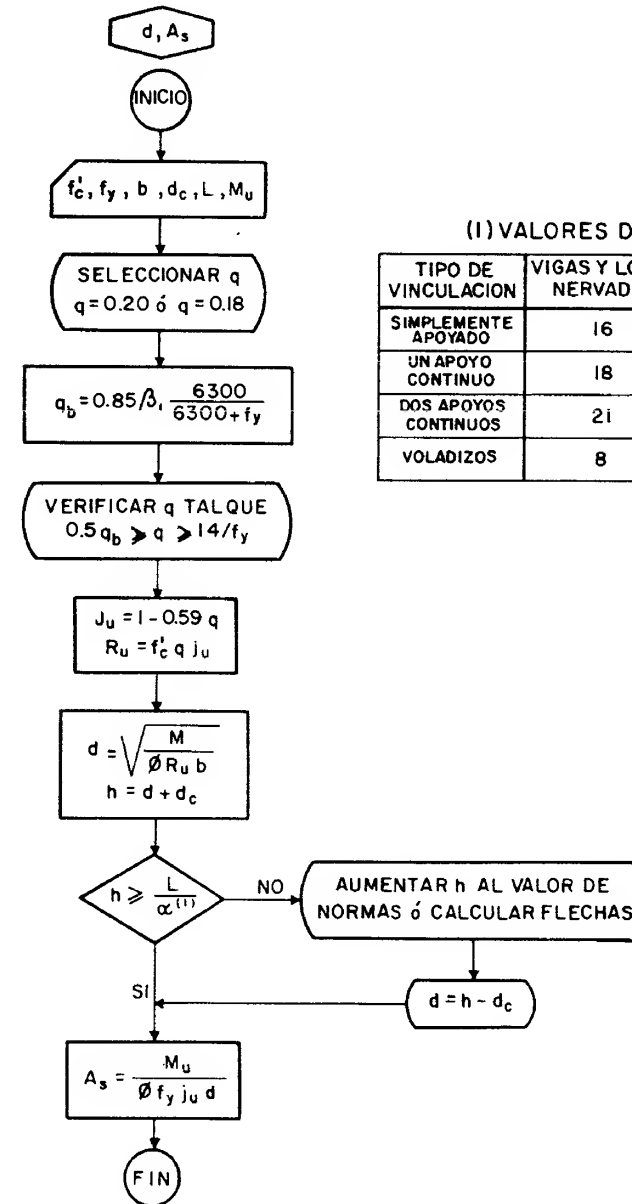
OPCION



OPERACIONES



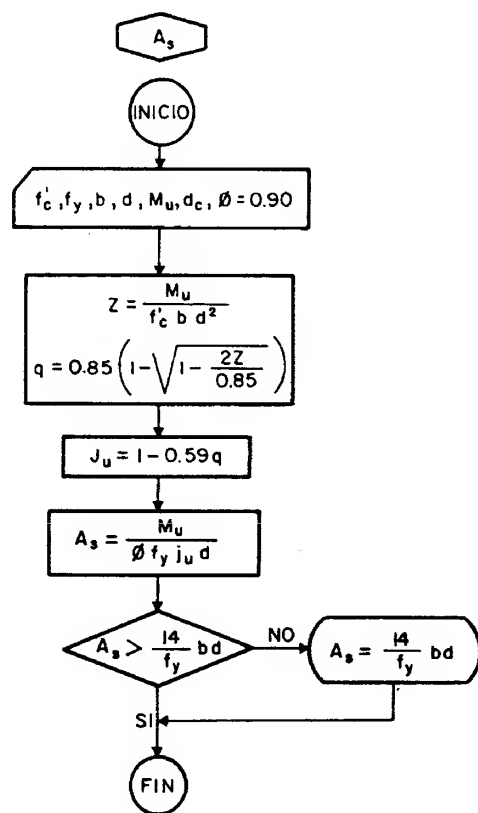
FLUJOGRAMA 3.1

(I) VALORES DE α

TIPO DE VINCULACION	VIGAS Y LOSAS NERVADAS	LOSAS MACIZAS
SIMPLEMENTE APOYADO	16	20
UN APOYO CONTINUO	18	24
DOS APOYOS CONTINUOS	21	28
VOLADIZOS	8	10



FLUJOGRAMA 3.2



DISEÑO DE SECCIONES RECTANGULARES SIMPLEMENTE ARMADAS

DETERMINAR:

 d y A_s

DATOS:

$$\begin{aligned}
 f'_c &= 250 \text{ K/cm}^2 & f_y &= 4200 \text{ K/cm}^2 \\
 b &= 0.25 \text{ m.} & d_c &= 0.05 \text{ m.} \\
 L &= 5.50 \text{ m.} & M_u &= 9500 \text{ K-m.}
 \end{aligned}$$

A- POR FORMULAS

A-1 SE SELECCIONA UN VALOR DE q DE ACUERDO CON LAS CONDICIONES DE DUCTILIDAD REQUERIDAS, SEA $q = 0.18$

A-2 SE CALCULA q_b

$$q_b = 0.85 \beta_1 \frac{6300}{6300 + f_y} = 0.85 \times 0.85 \frac{6300}{6300 + 4200} = 0.4335$$

A-3 SE CHEQUEA q

$$\begin{aligned}
 0.5 q_b &= 0.5 \times 0.4335 = 0.2168 \text{ y } \frac{14}{f'_c} = \frac{14}{250} = 0.056 \\
 0.056 &< 0.18 < 0.2168 \quad \text{O.K.}
 \end{aligned}$$

A-4 SE CALCULAN J_u y R_u

$$J_u = 1 - 0.59 q = 1 - 0.59 \times 0.18 = 0.894$$

$$R_u = f'_c \times q \times J_u = 250 \times 0.18 \times 0.894 = 40.23$$



A-5 SE CALCULAN d y h

$$d = \sqrt{\frac{M_u}{\phi \times R_u \times b}} = \sqrt{\frac{9500}{0.9 \times 40.23 \times 0.25}} = 32.4 \text{ cm.}$$

SE ADOPTA $d = 35 \text{ cms.}$

$$h = 35 + 5 = 40 \text{ cms.}$$

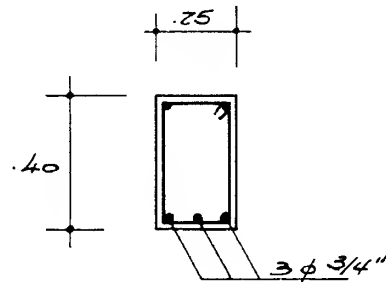
A-6 SE CHEQUEA LA ALTURA CON LOS VALORES DE LA NORMA SEGUN EL USO Y SEGUN EL TIPO DE VINCULACION.

PARA UNA VIGA SIMPLEMENTE APOYADA TENEMOS $\alpha = 16$

$$h \geq \frac{L}{\alpha} ; \quad 40 \geq \frac{550}{16} = 34.4$$

A-7 SE CALCULA Δs

$$\Delta s = \frac{M_u}{\phi \times f_y \times J_u \times d} = \frac{9500}{0.90 \times 4200 \times 0.894 \times 0.35} = 8.03 \text{ cm}^2; 3\phi 3/4"$$



DISEÑO DE SECCIONES RECTANGULARES SIMPLEMENTE ARMADAS; CON "d" CONOCIDO

DETERMINAR:

Δs

DATOS:

$$f'_c = 250 \text{ K/cm}^2 \quad f_y = 4200 \text{ K/cm}^2$$

$$b = 0.30 \text{ m.}$$

$$d = 0.35 \text{ m.}$$

$$d_c = 0.05 \text{ m.}$$

$$M_u = 12500 \text{ K-m.}$$

A - POR FORMULAS

A-1 SE CALCULAN z y q

$$z = \frac{M_u}{f'_c \times b \times d^2} = \frac{12500}{250 \times 0.30 \times 35^2} = 0.1361$$

$$q = 0.85 \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2z}{0.85}} \right) = 0.85 \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0.1361}{0.85}} \right) = 0.1491$$

A-2 SE CALCULA J_u

$$J_u = 1 - 0.59 q = 1 - 0.59 \times 0.1491 = 0.9120$$

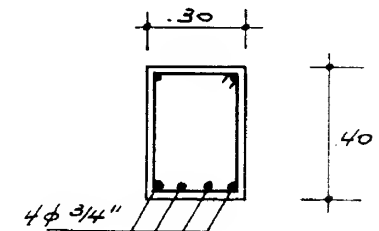
A-3 SE CALCULA Δs

$$\Delta s = \frac{M_u}{\phi \times f_y \times J_u \times d} = \frac{12500}{0.9 \times 4200 \times 0.9120 \times 0.35} = 10.36 \text{ cm}^2$$

A-4 SE CHEQUEA Δs

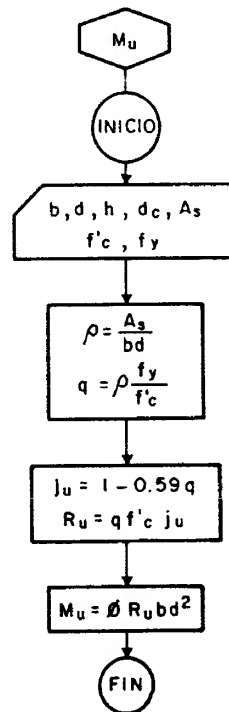
$$\Delta s > \frac{14}{f_y} \times b \times d = \frac{14}{4200} \times 30 \times 35 = 3.5 \text{ cm}^2$$

$$10.36 > 3.5 \text{ O.K.}$$





FLUJOGRAMA 3.3



REVISION DE SECCIONES RECTANGULARES SIMPLEMENTE ARMADAS

DETERMINAR:

MU

DATOS:

$$b = 30$$

$$d = 60 \quad h = 65 \quad d_c = 5$$

$$A_s = 8.52 \text{ cm}^2$$

$$f'_c = 250 \text{ Kg/cm}^2 \quad f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

A - POR FORMULAS

A1 - CALCULAR ρ Y q

$$\rho = \frac{A_s}{b d} = \frac{8.52}{30 \times 60} = 0.0047$$

$$q = \frac{\rho f_y}{f'_c} = \frac{0.0047 \times 4200}{250} = 0.0790$$

A2 - CALCULAR j_u Y R_u

$$j_u = 1 - 0.59 q = 1 - 0.59 \times 0.0790 = 0.950$$

$$R_u = q f'_c j_u = 0.0790 \times 250 \times 0.950 = 18.76$$

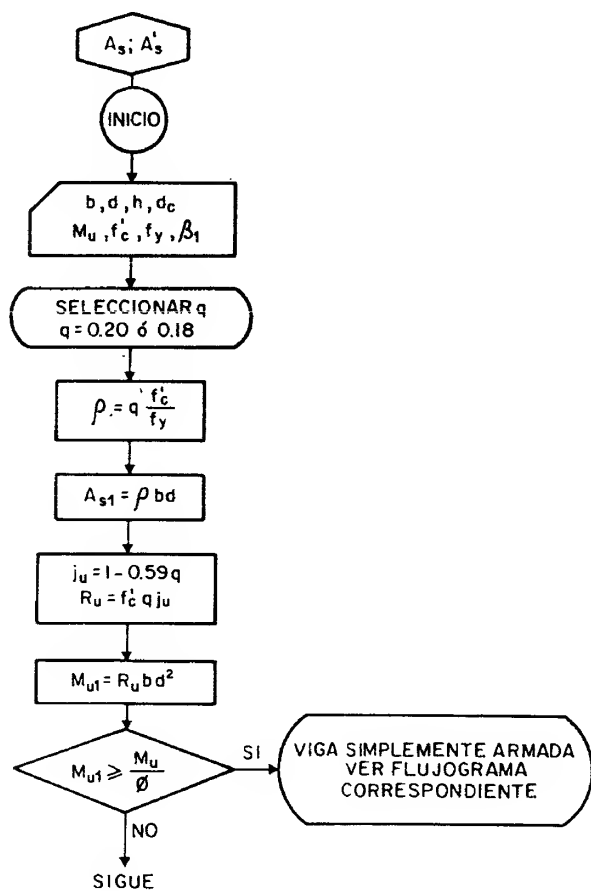
A3 - CALCULAR M_u

$$M_u = \phi R_u b d^2 = 0.90 \times 18.76 \times 0.30 \times 60^2$$

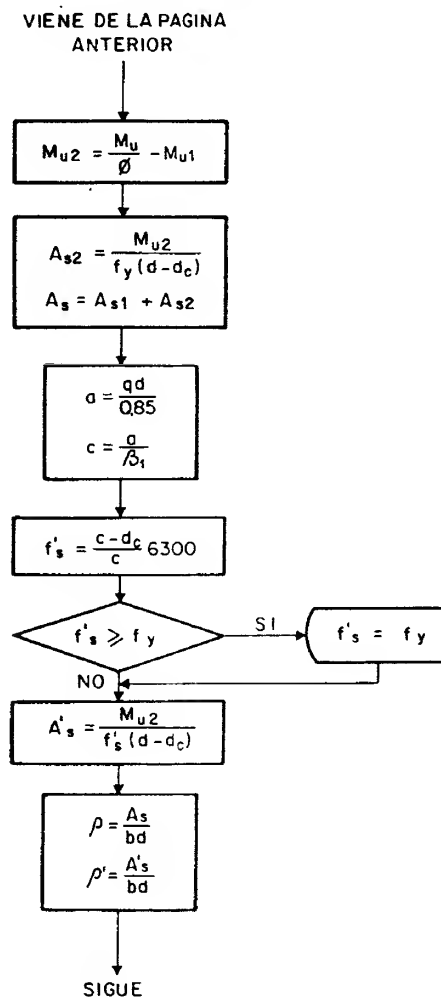
$$M_u = 18235 \text{ K-m}$$



FLUJOGRAMA 3.4

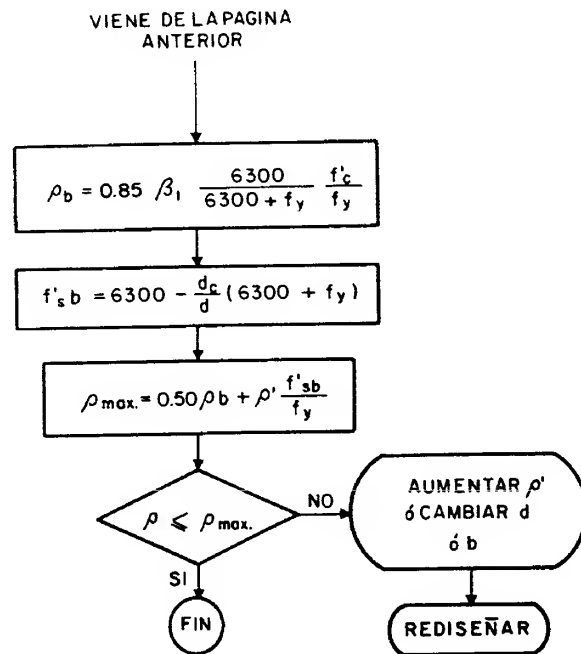


FLUJOGRAMA 3.4





FLUJOGRAMA 3.4



DISEÑO DE SECCIONES RECTANGULARES DOBLEMENTE ARMADAS

DETERMINAR :

 A_s y A'_s

DATOS :

$$M_u = 80000 \text{ k-m}$$

$$b = 30 \quad d = 60 \quad d_c = 5 \quad h = 65$$

$$F'_c = 300 \text{ Kg/cm}^2 \quad F_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

A - POR FORMULAS :

A1- SE ADOPTA : $q = 0.20$

LE CORRESPONDE

$$\rho = q \frac{F'_c}{F_y} = 0.20 \frac{300}{4200} = 0.0143$$

A2- SE CALCULA a y c

$$a = \frac{q d}{0.85} = \frac{0.20 \times 60}{0.85} = 14.1 \text{ cm.}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{14.1}{0.84} = 16.8 \text{ cm.}$$

A3- SE CALCULA F'_s

$$F'_s = \frac{c-d_c}{c} 6300 = \frac{16.8-5}{16.8} \times 6300 = 4425$$

SE TRABAJARA CON: $F'_s = 4.200 \text{ Kg/cm}^2$ A4- SE CALCULAN j_u y R_u

$$j_u = 1 - 0.59 q = 1 - 0.59 \times 0.20 = 0.882$$

$$R_u = q F'_c j_u = 0.20 \times 300 \times 0.882 = 52.92$$

A5- SE CALCULAN M_{u1} y M_{u2}

$$M_{u1} = R_u b d^2 = 52.92 \times 0.30 \times 60^2 = 57154 \text{ k-m.}$$

$$M_{u2} = \frac{M_u}{\phi} - M_{u1} = \frac{80000}{0.9} - 57154 = 31735 \text{ k-m}$$



Δ6- SE CALCULAN Δs1, Δs2 y Δs

$$\Delta s_1 = \frac{M_{u1}}{F_y J_{ud}} = \frac{57154}{4200 \times .882 \times .60} = 25.71 \text{ cm}^2$$

$$\Delta s_2 = \frac{M_{u2}}{F_y (d-d_c)} = \frac{31735}{4200 (.60-.05)} = 13.74 \text{ cm}^2$$

$$\Delta s = \Delta s_1 + \Delta s_2 = 25.71 + 13.74 = 39.45 \text{ cm}^2$$

USAR: 4 ϕ 1 3/8" (40.00 cm²)

Δ7- SE CALCULA Δ's

$$\Delta's = \frac{M_{u2}}{F's (d-d_c)} = \frac{31735}{4200 (.60-.05)} = 13.74 \text{ cm}^2$$

$$\text{USAR: } 2 \phi 1" + 1 \phi 7/8" (14.01 \text{ cm}^2)$$

Δ8- VERIFICAR ρ max.

$$\rho_{max} = 0.50 \rho_b + \rho' \frac{F's_b}{F_y}$$

$$F's_b = 6300 - \frac{d_c}{d} (6300 + F_y)$$

$$F's_b = 6300 - \frac{5}{60} (6300 + 4200) = 5425 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{ADOPTAR: } F's_b = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\rho_b = 0.85 \beta_1 \frac{6300}{6300 + F_y} \frac{F'_c}{F_y} =$$

$$= 0.85 \times 0.84 \frac{6300}{6300 + 4200} \frac{300}{4200} = 0.0306$$

$$\rho' = \frac{\Delta's}{bd} = \frac{14.01}{30 \times 60} = 0.0078$$

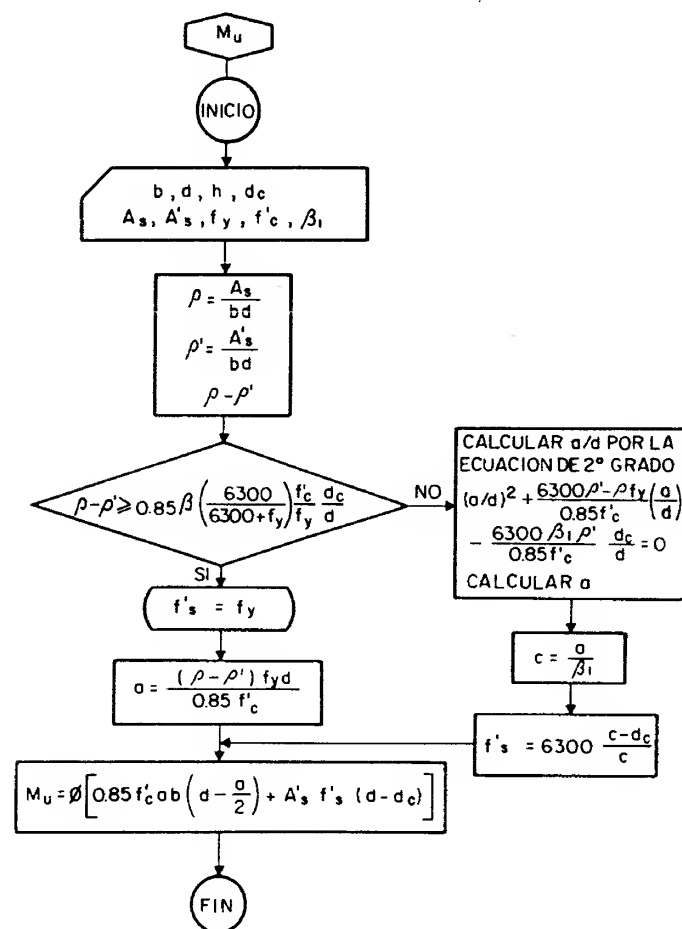
$$\rho_{max} = 0.50 \rho_b + \rho' \frac{F's_b}{F_y}$$

$$\rho_{max} = 0.50 \times 0.0306 + 0.0078 \frac{5425}{4200} = 0.0254$$

$$\rho = \frac{\Delta s_1 + \Delta s_2}{bd} = \frac{40.00}{30 \times 60} = 0.0222 < 0.0254$$



FLUJOGRAMA 3.5





REVISION DE SECCIONES RECTANGULARES DOBLEMENTE ARMADAS

EJEMPLO 3.5:

DETERMINAR:

 M_U

DATOS:

$$b = 30$$

$$d = 60 \quad h = 65 \quad d_c = 5$$

$$A_s = 20.28 \text{ cm}^2$$

$$A'_s = 7.74 \text{ cm}^2$$

$$F'_c = 250 \text{ Kg/cm}^2 \quad F_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\beta_1 = .85$$

A - POR FORMULAS

A1 - CALCULAR p ; p' y $p - p'$

$$p = \frac{A_s}{bd} = \frac{20.28}{30 \times 60} = 0.0113$$

$$p' = \frac{A'_s}{bd} = \frac{7.74}{30 \times 60} = 0.0043$$

$$p - p' = 0.0113 - 0.0043 = 0.0070$$

A2 - COMPROBAR SI $F'_s \geq F_y$

$$\text{SI: } p - p' \geq 0.85 \beta_1 \left(\frac{6300}{6300 - F_y} \right) \frac{F'_c}{F_y} \left(\frac{d'}{d} \right)$$

ENTONCES SE TENDRA $F'_s \geq F_y$

$$0.85 \times 0.85 \frac{6300}{6300 - 4200} \times \frac{260}{4200} \times \frac{5}{60} = 0.0108 > 0.0070$$

COMO: $p - p' < 0.0108$, ENTONCES $F'_s < F_y$ SE REQUIERE CALCULAR F'_s PARA LO CUAL
DEBEN CALCULARSE PREVIAMENTE α Y c A3 - SE CALCULA α RESOLVIENDO LA ECUACION DE
SEGUNDO GRADO

$$\left(\frac{\alpha}{d} \right)^2 + \frac{p' E_c E_s - p F_y}{.85 F'_c} \left(\frac{\alpha}{d} \right) - \frac{p' E_c E_s \beta_1}{.85 F'_c} \frac{d_c}{d} = 0$$



$$\left(\frac{\alpha}{d} \right)^2 + \frac{.0043 \times .003 \times 2100000 - 0.0113 \times 4200}{.85 \times 250} \left(\frac{\alpha}{d} \right) - \frac{0.0043 \times 0.003 \times 2100000 \times 0.85}{.85 \times 250} \times \frac{5}{60} = 0$$

$$\left(\frac{\alpha}{d} \right)^2 - .0959 \left(\frac{\alpha}{d} \right) - 0.0090 = 0$$

$$\frac{\alpha}{d} = \frac{.0959 + \sqrt{.0959^2 + 4 \times 0.0090}}{2} = .1542$$

$$\alpha = .1542 \times 60 = 9.25$$

A4 - SE CALCULA c

$$c = \frac{\alpha}{\beta_1} = \frac{9.25}{.85} = 10.88$$

A5 - SE CALCULA F'_s

$$F'_s = E_c E_s \frac{c - d_c}{c}$$

$$F'_s = 0.003 \times 2100000 \frac{10.88 - 5}{10.88} = 3405 \text{ cm}^2$$

A6 - SE CALCULA M_U

$$M_U = \left[0.85 F'_c ab \left(d - \frac{\alpha}{2} \right) + A'_s F'_s (d - d_c) \right] \phi$$

$$M_U = \left[0.85 \times 250 \times 9.25 \times 30 \left(60 - \frac{9.25}{2} \right) + 7.74 \times 3405 (60 - 5) \right] .9 = 4243500 \text{ K-cm.}$$

$$M_U = 42435 \text{ K-m.}$$

EJEMPLO 3.6:

DATOS: $b = 30$

$$d = 65 \quad h = 70 \quad d_c = 5$$

$$A_s = 30.42 \text{ cm}^2$$

$$A'_s = 8.52 \text{ cm}^2$$

$$F'_c = 250 \text{ Kg/cm}^2 \quad F_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

B - POR FORMULAS

B-1). CALCULO DE ρ ; ρ' y $\rho - \rho'$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{30.42}{30 \times 65} = .0156$$

$$\rho' = \frac{A'_s}{bd} = \frac{8.52}{30 \times 65} = .0044$$

$$\rho - \rho' = .0112$$

B-2). COMPROBAR SI $F'_s \geq F_y$

$$\text{SI: } \rho - \rho' \geq .85 \beta_1 \frac{6300}{6300 - F_y} \frac{F'_c}{F_y} \frac{d_c}{d}$$

ENTONCES $F'_s \geq F_y$

$$.85 \times .85 \frac{6300}{6300 - 4200} \times \frac{250}{4200} \times \frac{5}{65} = 0.0099$$

COMO $\rho - \rho' > 0.0099$, SE TOMARA
 $F'_s = 4200 \text{ Kg/cm}^2$

B-3). CALCULAR α

$$\alpha = \frac{(\rho - \rho') F_y d}{.85 F'_c}$$

$$\alpha = \frac{0.0112 \times 4200 \times 65}{.85 \times 250} = 14.39$$

B-4). SE CALCULA M_u

$$\begin{aligned} M_u &= \left[0.85 F'_c \alpha b \left(d - \frac{\alpha}{2} \right) + A'_s F'_s (d - d_c) \right] \phi \\ &= \left[0.85 \times 250 \times 14.39 \times 30 \left(65 - \frac{14.39}{2} \right) + 8.52 \times 4200 (65 - 5) \right] \cdot 9 \\ &= 6705000 \text{ K-cm.} \\ &= 67050 \text{ K-m.} \end{aligned}$$

O BIEN:

$$M_u = \left[(A_s - A'_s) F_y \left(d - \frac{d}{2} \right) + A'_s F_y (d - d_c) \right] \phi$$

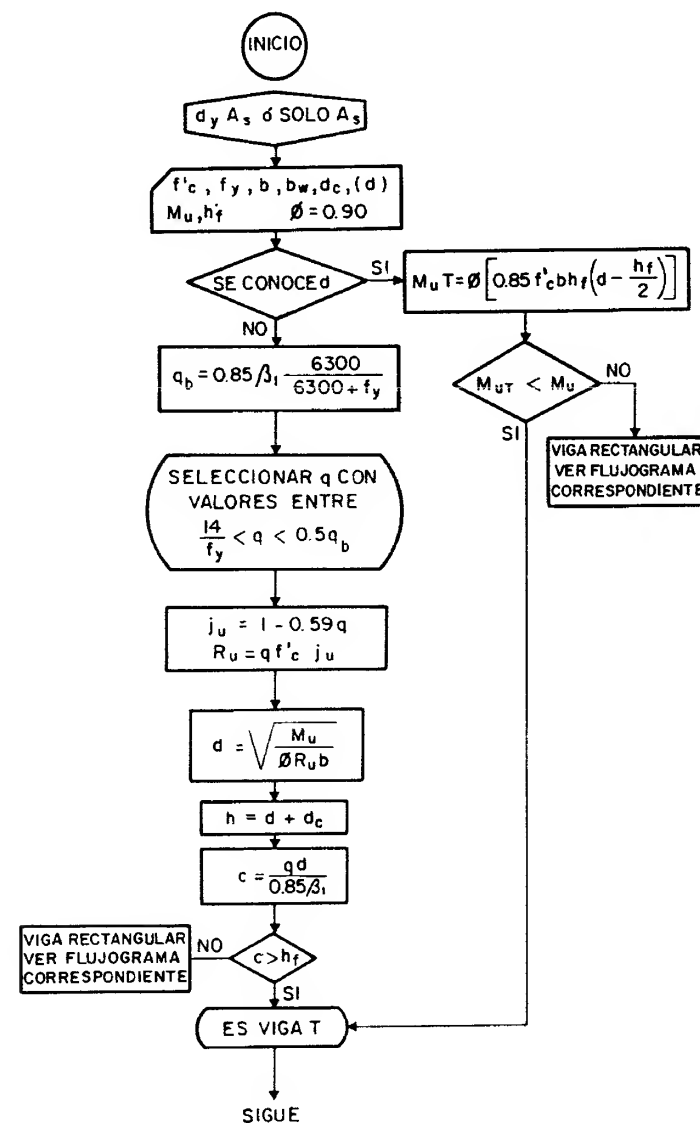
$$M_u = \left[(30.42 - 8.52) 4200 \left(65 - \frac{14.39}{2} \right) + 8.52 \times 4200 (65 - 5) \right] \times .9$$

$$M_u = 6717500 \text{ K-cm.}$$

$$M_u = 67175 \text{ K-m.}$$



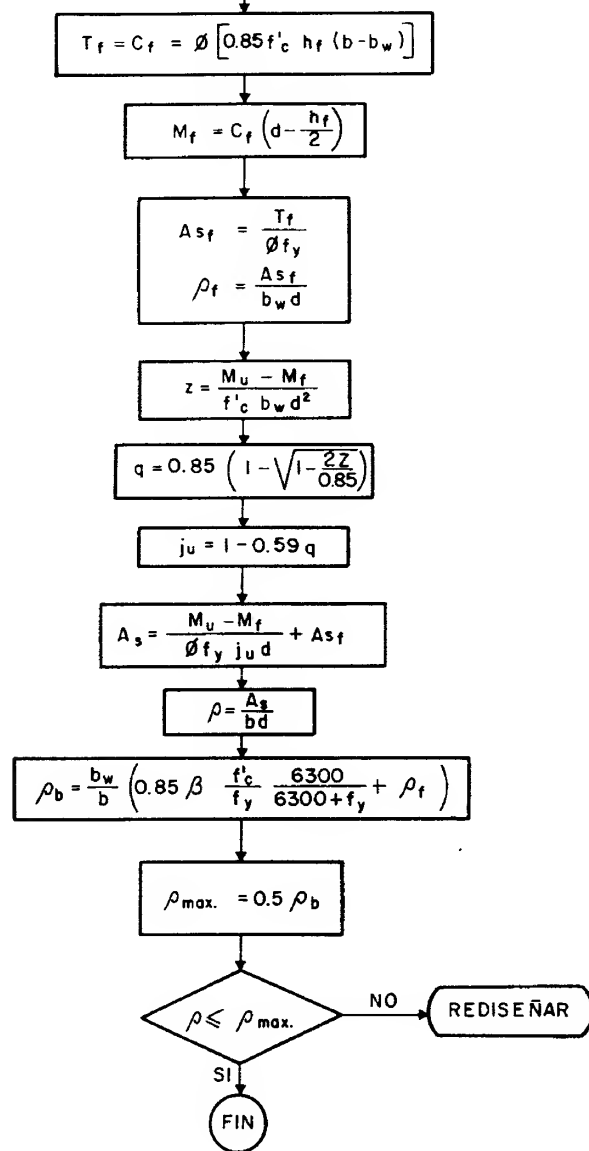
FLUJOGRAMA 3.6





FLUJOGRAMA 3.6

VIENE DE LA PAGINA ANTERIOR



DISEÑO DE SECCIONES "T" SIMPLEMENTE ARMADAS

DETERMINAR :

 d y Δs

DATOS :

$$\begin{aligned}
 b &= 65 \text{ cms.} & b_w &= 25 \text{ cms.} & M_u &= 32.00^T \\
 d_c &= 5 \text{ cms.} & h_f &= 6 \text{ cms.} \\
 f'_c &= 250 \text{ K/cm}^2 & f_y &= 4200 \text{ K/cm}^2
 \end{aligned}$$

A - POR FORMULAS

A-1 SE CALCULA q_b

$$q_b = 0.85 \beta_1 \frac{6300}{6300 + f_y} = 0.85 \times 0.85 \frac{6300}{6300 + 4200} = 0.4335$$

A-2 SE SELECCIONA q , TAL QUE $\frac{14}{f'_c} < 0.14 < q_b$
 PARA $q = 0.14$

$$\frac{14}{250} < 0.14 < 0.4335 \rightarrow 0.056 < 0.14 < 0.4335$$

SE ADOPTA $q = 0.14$ A-3 SE CALCULAN J_u y R_u

$$J_u = 1 - 0.59 q = 1 - 0.59 \times 0.14 = 0.9174$$

$$R_u = q \times f'_c \times J_u = 0.14 \times 250 \times 0.9174 = 32.11$$

A-4 SE CALCULAN d y h

$$d = \sqrt{\frac{M_u}{0.90 \times R_u \times b}} = \sqrt{\frac{32000}{0.90 \times 32.11 \times 0.65}} = 41.27 \approx 45 \text{ cms.}$$

$$d = 45 \text{ cms.}$$

$$h = 45 + 5 = 50 \text{ cms.}$$



A-5 SE CHEQUEA LA PROFUNDIDAD DEL EJE NEUTRO

$$c = \frac{9 \times d}{0.85 \beta_1} = \frac{0.14 \times 45}{0.85 \times 0.85} = 8.72 > 6 = h_f$$

A-6 SE CALCULAN T_f y m_f

$$T_f = C_f = 0.9 [0.85 \times f'_c \times h_f (b - b_w)] = 0.9 [0.85 \times 250 \times 6 (65 - 25)] = 45900 \text{ K}$$

$$m_f = C_f \left(d - \frac{h_f}{2} \right) = 45900 \left(0.45 - \frac{0.06}{2} \right) = 19278 \text{ K}\cdot\text{m}$$

A-7 SE CALCULAN Δs_f y ρ_f

$$\Delta s_f = \frac{T_f}{\phi f_y} = \frac{45900}{0.9 \times 4200} = 12.14 \text{ cm}^2$$

$$\rho_f = \frac{\Delta s_f}{b_w \times d} = \frac{12.14}{25 \times 45} = 0.0108$$

A-8 SE CALCULAN z , q y J_u

$$z = \frac{m_u - m_f}{f'_c \times b_w \times d^2} = \frac{32000 - 19278}{250 \times 0.25 \times 45^2} = 0.1005$$

$$q = 0.85 \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2u}{0.85}} \right) = 0.85 \left(1 - \sqrt{\frac{2 \times 0.0546}{0.85}} \right) = 0.1262$$

$$J_u = 1 - 0.59 q = 1 - 0.59 \times 0.0565 = 0.9255$$

A-9 SE OBTIENEN A_s y ρ

$$A_s = \frac{m_u - m_f}{0.9 \times f_y \times J_u \times d} + \Delta s_f = \frac{32000 - 19278}{0.9 \times 4200 \times 0.9255 \times 0.45} + 12.14 =$$

$$A_s = 8.08 + 12.14 = 20.22 \text{ cm}^2 \rightarrow 4 \phi 1"$$

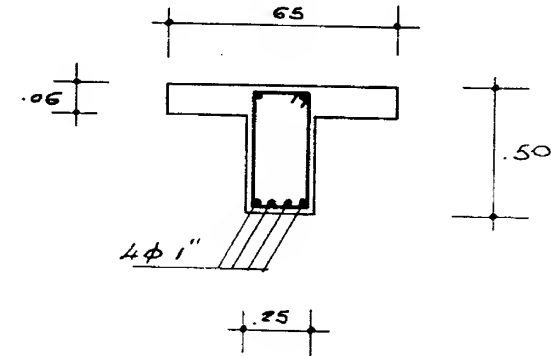
$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} = \frac{20.22}{65 \times 45} = 0.0069$$

A-10 SE CHEQUEA CON ρ_{max} .

$$\rho_b = \frac{b_w}{b} \left(0.85 \beta_1 \times \frac{f'_c}{f_y} \times \frac{6300}{6300 + 4200} + \rho_f \right) =$$

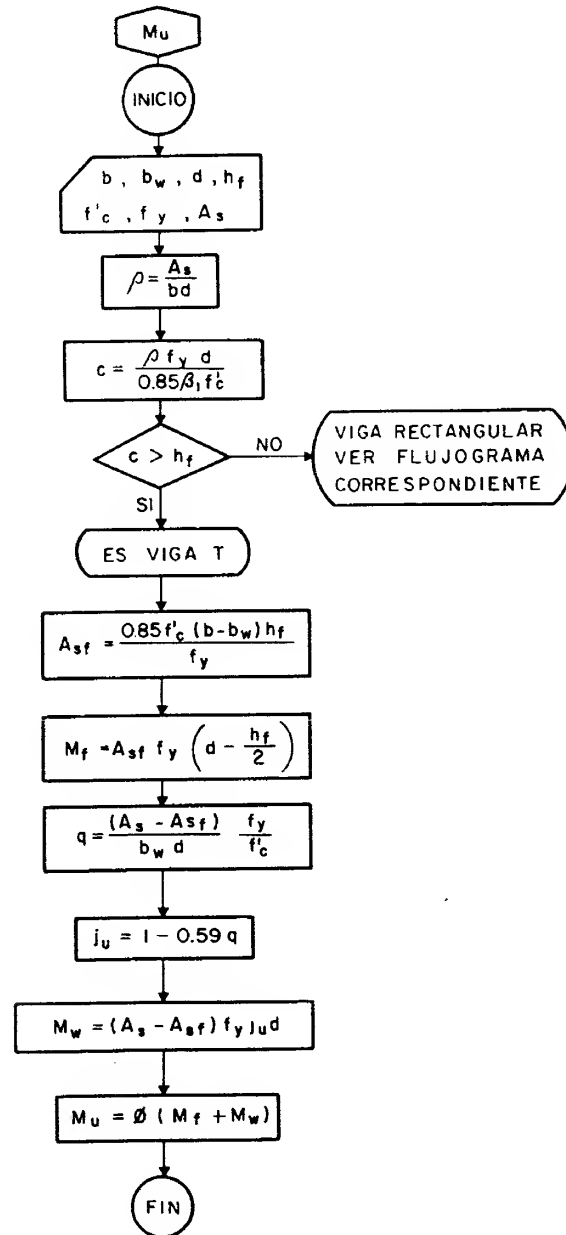
$$\rho_b = \frac{25}{65} \left(0.85 \times 0.85 \times \frac{250}{4200} \times \frac{6300}{6300 + 4200} + 0.0108 \right) = 0.0141$$

$$\rho_{max} = 0.5 \rho_b = 0.0070 > \rho = 0.0069$$





FLUJOGRAMA 3.7

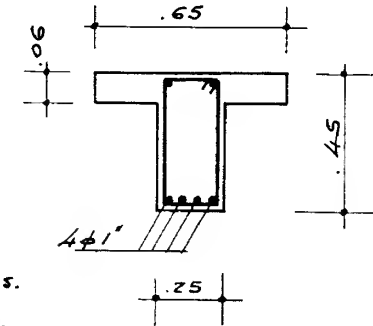


REVISION DE SECCIONES "T" SIMPLEMENTE ARMADAS

DETERMINAR:

 M_u

DATOS:

 $b = 65 \text{ cms.}$ $b_w = 25 \text{ cms.}$ $d = 45 \text{ cms.}$ $h_f = 6 \text{ cms.}$ $f'_c = 250 \text{ K/cm}^2$ $f_y = 4200 \text{ K/cm}^2$ $A_s = 20.22 \text{ cm}^2$ 

A - POR FORMULAS

A-1 SE CALCULA ρ

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} = \frac{20.22}{65 \times 45} = 0.0069$$

A-2 SE CHEQUEA LA PROFUNDIDAD DEL EJE NEUTRO

$$c = \frac{\rho \times f_y \times d}{0.85 \times \beta_1 \times f'_c} = \frac{0.0069 \times 4200 \times 45}{0.85 \times 0.85 \times 250} = 7.22 > 6 = h_f$$

POR LO TANTO ES VIGA "T."

A-3 SE CALCULA A_{sf}

$$A_{sf} = \frac{0.85 f'_c (b - b_w) h_f}{f_y} = \frac{0.85 \times 250 (65 - 25) 6}{4200} = 12.14 \text{ cm}^2$$

A-4 SE CALCULA M_f

$$M_f = A_s f_y \left(d - \frac{h_f}{2} \right) = 12.14 \times 4200 \left(0.45 - \frac{0.06}{2} \right) = 21420 \text{ K.m.}$$

A-5 SE CALCULA q Y J_u

$$q = \frac{A_s - A_{sf}}{b_w \times d} \times \frac{f_y}{f'_c} = \frac{20.22 - 12.14}{25 \times 45} \times \frac{4200}{250} = 0.1207$$

$$J_u = 1 - 0.59 q = 1 - 0.59 \times 0.1207 = 0.9288$$

A-6 SE CALCULA M_w

$$M_w = (A_s - A_{sf}) f_y J_u d = (20.22 - 12.14) \times 4200 \times 0.9288 \times 45 = 14184 \text{ K.m}$$

A-7 SE CALCULA M_u

$$M_u = \phi (M_f + M_w) = 0.90 \times (21420 + 14184) = 32.044 \text{ K.m.}$$

*Diseño de Secciones
Sometidas a Flexión*





ASPECTOS GENERALES

Los elementos sometidos a flexión son de los más utilizados en la práctica del diseño; por este motivo se ha considerado conveniente incluir un grupo numeroso de tablas para facilitar dicho diseño. Se ha procurado mantener en ellas el formato tradicionalmente empleado tanto en la teoría clásica como en la teoría de rotura el cual facilita obtener los momentos resistentes de las secciones y el cálculo del refuerzo metálico a tracción y a compresión para las dimensiones de secciones más comúnmente empleadas.

TABLAS DE CONSTANTES Y PARÁMETROS

Se dan a continuación dos tablas con las constantes y parámetros que se usan en la Teoría de Rotura, para facilitar el cálculo de los elementos estructurales:

Tabla 4.1 : Propiedades del concreto: Valores de f'_c y E_c para diferentes calidades de concreto.

Tabla 4.2 : Parámetro de diseño para losas y vigas.
Los valores tabulados son los siguientes:

$$\beta_1$$

$$f_y/f'_c$$

$$\rho_{\min} = \frac{14}{f_y} \quad (\text{para vigas})$$

$$\rho_b = \frac{0.85 \beta_1 f'_c}{f_y} \cdot \frac{6300}{6300 + f_y}$$

$$q = \rho_b \frac{f_y}{f'_c}$$



$$\rho_b \text{ máx} = \begin{cases} 0.50 \rho_b \\ 0.75 \rho_b \end{cases}$$

$$\rho_b \text{ máx} = 0.025$$

$$j_u = (1 - 0.59q)$$

$$\phi R_u = \phi f'_c q (1 - 0.59q)$$



T A B L A 4.1

Esfuerzos del Concreto (kg/cm²)

f'_c	$0.10f'_c$	$0.85f'_c$	$\sqrt{f'_c}$	$0.13/\sqrt{f'_c}$	$0.16/\sqrt{f'_c}$	$0.33/\sqrt{f'_c}$	$0.50/\sqrt{f'_c}$	$0.53/\sqrt{f'_c}$	$0.80/\sqrt{f'_c}$	$0.88/\sqrt{f'_c}$
150	15.00	127.5	12.25	1.59	1.96	4.04	6.13	6.49	9.80	10.78
200	20.00	170.0	14.14	1.84	2.26	4.67	7.07	7.49	11.31	12.44
250	25.00	212.5	15.81	2.06	2.53	5.22	7.91	8.38	12.65	13.91
300	30.00	255.0	17.32	2.25	2.77	5.72	8.66	9.18	13.86	15.24
350	35.00	297.5	18.71	2.43	2.99	6.17	9.36	9.92	14.97	16.46
400	40.00	340.0	20.00	2.60	3.20	6.60	10.00	10.60	16.00	17.60

f'_c	Esfuerzos del Concreto (kg/cm ²)								Módulo de Elasticidad (kg/cm ²)
	$0.93/\sqrt{f'_c}$	$1.06/\sqrt{f'_c}$	$1.6/\sqrt{f'_c}$	$1.3/\sqrt{f'_c}$	$1.9/\sqrt{f'_c}$	$2.0/\sqrt{f'_c}$	$2.1/\sqrt{f'_c}$	$2.7/\sqrt{f'_c}$	$E_c = 15100 \sqrt{f'_c}$
150	11.39	12.99	19.60	22.05	23.28	24.50	25.73	33.08	184.936
200	13.15	14.99	22.62	25.45	26.87	28.28	29.69	38.18	213.546
250	14.70	16.76	25.30	28.46	30.04	31.62	33.20	42.69	238.752
300	16.11	18.36	27.71	31.18	32.91	34.64	36.37	46.76	261.540
350	17.40	19.83	29.94	33.68	35.55	37.42	39.29	50.52	282.495
400	18.60	21.20	32.00	36.00	38.00	40.00	42.00	54.00	302.000



T A B L A 4.2

NO RESISTENTE A SISMO

f_y	f'_c	β_1	$\frac{f_y}{f'_c}$	VALORES DE j_u y ϕR_u				ρ_{\min}	
				ρ	q	j_u	ϕR_u	Losas	Vigas
2800 kg/cm ²	150	0.85	18.66	0.0268	0.500	0.705	47.59	0.0020	0.0050
	200	0.85	14.00	0.0357	0.500	0.705	63.45		
	250	0.85	11.20	0.0447	0.500	0.705	79.31		
	300	0.84	9.33	0.0530	0.500	0.705	95.18		
	350	0.80	8.00	0.0588	0.470	0.723	107.00		
	400	0.76	7.00	0.0639	0.447	0.736	118.44		
4200 kg/cm ²	150	0.85	28.00	0.0155	0.434	0.744	43.59	0.0018	0.0033
	200	0.85	21.00	0.0206	0.433	0.745	58.07		
	250	0.85	16.80	0.0258	0.433	0.745	72.58		
	300	0.84	14.00	0.0306	0.428	0.747	86.23		
	350	0.80	12.00	0.0340	0.408	0.759	97.55		
	400	0.76	10.50	0.0369	0.387	0.772	107.56		



T A B L A 4.2 (continuación)

RESISTENTES A SISMO

para: $\rho_{\max} = 0.50 \rho_b$ y $\rho_{\max} = 0.75 \rho_b$

f_y	f'_c	β_1	$\frac{f_y}{f'_c}$	VALORES DE j_u y ϕR_u							
				$\rho_{\max} = 0.50 \rho_b$				$\rho_{\max} = 0.75 \rho_b$			
				ρ	q	j_u	ϕR_u	ρ	q	j_u	ϕR_u
2800 kg/cm ²	150	0.85	18.66								
	200	0.85	14.00	0.0179	0.250	0.853	38.39	0.0250	0.350	0.794	50.02
	250	0.85	11.20	0.0223	0.250	0.853	47.98	0.0250	0.280	0.835	52.60
	300	0.84	9.33	0.0250	0.233	0.863	54.29	0.0250	0.233	0.863	54.29
	350	0.80	8.00	0.0250	0.200	0.882	55.57	0.0250	0.200	0.882	55.57
	400	0.76	7.00	0.0250	0.175	0.897	56.51	0.0250	0.175	0.897	56.51
4200 kg/cm ²	150	0.85	28.00								
	200	0.85	21.00	0.0103	0.217	0.872	34.06	0.0155	0.325	0.808	47.27
	250	0.85	16.80	0.0129	0.217	0.872	42.58	0.0194	0.325	0.808	59.09
	300	0.84	14.00	0.0153	0.214	0.874	50.50	0.0230	0.321	0.811	70.29
	350	0.80	12.00	0.0170	0.204	0.880	56.55	0.0250	0.300	0.823	77.74
	400	0.76	10.50	0.0185	0.194	0.886	61.86	0.0250	0.263	0.845	80.01

Para las zonas sísmicas se tomó un valor de $\rho_{\max} = 0.025$ (según Cap. 18) y $f'_c \geq 200 \text{ kg/cm}^2$



T A B L A 4.2 (continuación)

RESISTENTES A SISMO
para: $q=0.18$ y $q=0.20$

f_y	f'_c	β_1	$\frac{f_y}{f'_c}$	VALORES DE j_u y ϕR_u							
				$q = 0.18$ (para no chequear flecha)				$q = 0.20$ (para no chequear flecha)			
				ρ	q	j_u	ϕR_u	ρ	q	j_u	ϕR_u
2800 kg/cm ²	150	0.85	18.66								
	200	0.85	14.00	0.013		0.894	28.96	0.014		0.882	31.75
	250	0.85	11.20	0.016		0.894	36.20	0.018		0.882	39.69
	300	0.84	9.33	0.019	0.18	0.894	43.44	0.021	0.20	0.882	47.63
	350	0.80	8.00	0.023		0.894	50.68	0.025		0.882	55.57
	400	0.76	7.00	0.025	0.175	0.897	56.51	0.025	0.175	0.897	56.51
4200 kg/cm ²	150	0.85	28.00								
	200	0.85	21.00	0.009		0.894	28.96	0.010		0.882	31.75
	250	0.85	16.80	0.011	0.18	0.894	36.20	0.012	0.20	0.882	39.69
	300	0.84	14.00	0.013		0.894	43.44	0.014		0.882	47.63
	350	0.80	12.00	0.015		0.894	50.63	0.017		0.882	55.57
	400	0.76	10.50	0.017		0.894	57.92	0.019		0.882	63.50

Para las zonas sísmicas se tomó un valor de $\rho_{\max} = 0.025$ (según Cap. 18) y $f'_c \geq 200 \text{ kg/cm}^2$



En las tablas siguientes se dan los valores necesarios para proyectar una sección rectangular de concreto armado sometida a flexión y de acuerdo a las siguientes expresiones:

1. Secciones Simplemente Armadas:

$$M_u = \phi R_u b d^2$$

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y j_u d}$$

$$v_u = \frac{V_u}{\phi b d} = \frac{V_c + V_s}{\phi b d} = 0.53 \sqrt{f'_c} + \frac{A_v f_y}{s.b} \quad (\text{ver tablas})$$

2. Secciones Doblemente Armadas:

$$M_u = \phi [(A_s - A'_s) f_y j_u d + A'_s f_y (d - d')]$$

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y j_u d} + \frac{M_u - M'_u}{\phi f_y (d - d')}$$

$$v_u = \frac{V_u}{\phi b d} = \frac{V_c + V_s}{\phi b d} = 0.53 \sqrt{f'_c} + \frac{A_s f_y}{s.b} \quad (\text{ver tablas})$$

Los valores que se dan en las tablas son:

$$\phi R_u b d^2 \quad \text{en} \quad \text{kg} - \text{m}$$

$$\phi f_y j_u d \quad \text{en} \quad \text{kg-m/cm}^2$$

$$\phi f_y (d - d') \quad \text{en} \quad \text{kg-m/cm}^2$$

$$\phi b d \quad \text{en} \quad \text{cm}^2$$



y para varias calidades de concreto, acero y cuantía:

Concretos de: $f'_c = 150, 200, 250, 300, 350 \text{ y } 400 \text{ kg/cm}^2$

Aceros de: $f_y = 2800 \text{ y } 4200 \text{ kg/cm}^2$

Cuantía : $q = 0.18 \text{ y } 0.20$.

TABLA 4.3

d'		h		b		MOMENTO RESISTENTE												f'c = 150 kg/cm ²		q = 0.10		ju = 0.094		φ = 0.90		Ru = 21.72		ARMADURA	
						[kg-m]																						f _y = 2800 kg/cm ²	f _y = 2800 kg/cm ²
cm		cm		cm		20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	f _y = 2800 kg/cm ²		f _y = 2800 kg/cm ²								
cm		cm		cm		20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	f _y = 2800 kg/cm ²	f _y = 2800 kg/cm ²	f _y = 2800 kg/cm ²								
cm		cm		cm		20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	f _y = 2800 kg/cm ²	f _y = 2800 kg/cm ²	f _y = 2800 kg/cm ²								
cm		cm		cm		20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	f _y = 2800 kg/cm ²	f _y = 2800 kg/cm ²	f _y = 2800 kg/cm ²								
cm		cm		cm		20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	f _y = 2800 kg/cm ²	f _y = 2800 kg/cm ²	f _y = 2800 kg/cm ²								
cm		cm		cm		20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	f _y = 2800 kg/cm ²	f _y = 2800 kg/cm ²	f _y = 2800 kg/cm ²								
cm		cm		cm		20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	f _y = 2800 kg/cm ²	f _y = 2800 kg/cm ²	f _y = 2800 kg/cm ²								
cm		cm		cm		20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	f _y = 2800 kg/cm ²	f _y = 2800 kg/cm ²	f _y = 2800 kg/cm ²								
cm		cm		cm		20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	f _y = 2800 kg/cm ²	f _y = 2800 kg/cm ²	f _y = 2800 kg/cm ²								
cm		cm		cm		20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	f _y = 2800 kg/cm ²	f _y = 2800 kg/cm ²	f _y = 2800 kg/cm ²								
cm		cm		cm		20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	f _y = 2800 kg/cm ²	f _y = 2800 kg/cm ²	f _y = 2800 kg/cm ²								
cm		cm		cm		20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	f _y = 2800 kg/cm ²	f _y = 2800 kg/cm ²	f _y = 2800 kg/cm ²								
cm		cm		cm		20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	f _y = 2800 kg/cm ²	f _y = 2800 kg/cm ²	f _y = 2800 kg/cm ²								
cm		cm		cm		20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	f _y = 2800 kg/cm ²	f _y = 2800 kg/cm ²	f _y = 2800 kg/cm ²								
cm		cm		cm		20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	f _y = 2800 kg/cm ²	f _y = 2800 kg/cm ²	f _y = 2800 kg/cm ²								
cm		cm		cm		20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	f _y = 2800 kg/cm ²	f _y = 2800 kg/cm ²	f _y = 2800 kg/cm ²								
cm		cm		cm		20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	f _y = 2800 kg/cm ²	f _y = 2800 kg/cm ²	f _y = 2800 kg/cm ²								
cm		cm		cm		20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	f _y = 2800 kg/cm ²	f _y = 2800 kg/cm ²	f _y = 2800 kg/cm ²								
cm		cm		cm		20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	f _y = 2800 kg/cm ²	f _y = 2800 kg/cm ²	f _y = 2800 kg/cm ²								
cm		cm		cm		20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	f _y = 2800 kg/cm ²	f _y = 2800 kg/cm ²	f _y = 2800 kg/cm ²								
cm		cm		cm		20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	f _y = 2800 kg/cm ²	f _y = 2800 kg/cm ²	f _y = 2800 kg/cm ²								
cm		cm		cm		20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	f _y = 2800 kg/cm ²	f _y = 2800 kg/cm ²	f _y = 2800 kg/cm ²								
cm		cm		cm		20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	f _y = 2800 kg/cm ²	f _y = 2800 kg/cm ²	f _y = 2800 kg/cm ²								
cm		cm		cm		20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	f _y = 2800 kg/cm ²	f _y = 2800 kg/cm ²	f _y = 2800 kg/cm ²								
cm		cm		cm		20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	f _y = 2800 kg/cm ²	f _y = 2800 kg/cm ²	f _y = 2800 kg/cm ²								
cm		cm		cm		20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	f _y = 2800 kg/cm ²	f _y = 2800 kg/cm ²	f _y = 2800 kg/cm ²								
cm		cm		cm		20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	f _y = 2800 kg/cm ²	f _y = 2800 kg/cm ²	f _y = 2800 kg/cm ²								
cm		cm		cm		20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	f _y = 2800 kg/cm ²	f _y = 2800 kg/cm ²	f _y = 2800 kg/cm ²								
cm		cm		cm		20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	f _y = 2800 kg/cm ²	f _y = 2800 kg/cm ²	f _y = 2800 kg/cm ²								
cm		cm		cm		20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	f _y = 2800 kg/cm ²	f _y = 2800 kg/cm ²	f _y = 2800 kg/cm ²								
cm		cm		cm		20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	f _y = 2800 kg/cm ²	f _y = 2800 kg/cm ²	f _y = 2800 kg/cm ²								
cm		cm		cm		20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	f _y = 2800 kg/cm ²	f _y = 2800 kg/cm ²	f _y = 2800 kg/cm ²								
cm		cm		cm		20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	f _y = 2800 kg/cm ²	f _y = 2800 kg/cm ²	f _y = 2800 kg/cm ²								
cm		cm		cm		20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	f _y = 2800 kg/cm ²	f _y = 2800 kg/cm ²	f _y = 2800 kg/cm ²								
cm		cm		cm		20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	f _y = 2800 kg/cm ²	f _y = 2800 kg/cm ²	f _y = 2800 kg/cm ²								
cm		cm		cm		20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	f _y = 2800 kg/cm ²	f _y = 2800 kg/cm ²	f _y = 2800 kg/cm ²								
cm		cm		cm		20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	f _y = 2800 kg/cm ²	f _y = 2800 kg/cm ²	f _y = 2800 kg/cm ²								
cm		cm		cm		20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	f _y = 2800 kg/cm ²	f _y = 2800 kg/cm ²	f _y = 2800 kg/cm ²								
cm		cm		cm		20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	f _y = 2800 kg/cm ²	f _y = 2800 kg/cm ²	f _y = 2800 kg/cm ²								
cm		cm		cm		20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	f _y = 2800 kg/cm ²	f _y = 2800 kg/cm ²	f _y = 2800 kg/cm ²								
cm		cm		cm		20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	f _y = 2800 kg/cm ²	f _y = 2800 kg/cm ²	f _y = 2800 kg/cm ²								
cm		cm		cm		20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	f _y = 2800 kg/cm ²	f _y = 2800 kg/cm ²	f _y = 2800 kg/cm ²								
cm		cm		cm		20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	f _y = 2800 kg/cm ²	f _y = 2800 kg/cm ²	f _y = 2800 kg/cm ²								
cm		cm		cm		20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	f _y = 2800 kg/cm ²	f _y = 2800 kg/cm ²	f _y = 2800 kg/cm ²								
cm		cm		cm		20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	f _y = 2800 kg/cm ²	f _y = 2800 kg/cm ²	f _y = 2800 kg/cm ²								
cm		cm		cm		20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	f _y = 2800 kg/cm ²	f _y = 2800 kg/cm ²	f _y = 2800 kg/cm ²								
cm		cm		cm		20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	f _y = 2800 kg/cm ²	f _y = 2800 kg/cm ²	f _y = 2800 kg/cm ²								
cm		cm		cm		20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	f _y = 2800 kg/cm ²	f _y = 2800 kg/cm ²	f _y = 2800 kg/cm ²								
cm		cm		cm		20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	f _y = 2800 kg/cm ²	f _y = 2800 kg/cm ²	f _y = 2800 kg/cm ²								
cm		cm		cm		20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	f _y = 2800 kg/cm ²	f _y = 2800 kg/cm ²	f _y = 2800 kg/cm ²								
cm		cm		cm		20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	f _y = 2800 kg/cm ²	f _y = 2800 kg/cm ²	f _y = 2800 kg/cm ²								
cm		cm		cm		20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	f _y = 2800 kg/cm ²	f _y = 2800 kg/cm ²	f _y = 2800 kg/cm ²								
cm		cm		cm		20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	f _y = 2800 kg/cm ²	f _y = 2800 kg/cm ²	f _y = 2800 kg/cm ²								
cm		cm		cm		20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	f _y = 2800 kg/cm ²	f _y = 2800 kg/cm ²	f _y = 2800 kg/cm ²								
cm		cm		cm		20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	f _y = 2800 kg/cm ²	f _y = 2800 kg/cm ²	f _y = 2800 kg/cm ²								
cm		cm		cm		20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	f _y = 2800 kg/cm ²	f _y = 2800 kg/cm ²	f _y = 2800 kg/cm ²								
cm		cm		cm		20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	f _y = 2800 kg/cm ²	f _y = 2800 kg/cm ²	f _y = 2800 kg/cm ²								
cm		cm		cm		20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	f _y = 2800 kg/cm ²	f _y = 2800 kg/cm ²	f _y = 2800 kg/cm ²								
cm		cm		cm		20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	f _y = 2800 kg/cm ²	f _y = 2800 kg/cm ²	f _y = 2800 kg/cm ²								
cm		cm		cm		20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	f _y = 2800 kg/cm ²	f _y = 2800 kg/cm ²	f _y = 2800 kg/cm ²								
cm		cm		cm		20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	f _y = 2800 kg/cm ²	f _y = 2800 kg/cm ²	f _y = 2800 kg/cm ²								
cm		cm		cm		20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	f _y = 2800 kg/cm ^{2</}										

T A B L A 4.4

		f'c = 200 kg/cm ²												f'c = 28.96	
		a = 0.18												ARMADURA	
		e = 0.90													
d'	h	MOMENTO RESISTENTE													
		kg-m ²													
d'	h	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	h
cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm
2	10	184	261	313	365	417	469	521	573	626	678	730	782	834	10
	12	206	294	356	419	481	544	607	670	733	796	859	922	985	12
3	15	246	354	438	522	606	690	774	858	942	1026	1110	1194	1278	15
	17	286	414	508	602	696	790	884	978	1072	1166	1260	1354	1448	17
	19	326	474	578	682	786	890	994	1098	1202	1306	1410	1514	1618	19
	21	366	534	648	762	876	990	1104	1218	1332	1446	1560	1674	1788	21
	23	406	594	718	842	966	1090	1214	1338	1462	1586	1710	1834	1958	23
	25	446	654	788	922	1056	1190	1324	1458	1592	1726	1860	1994	2128	25
	27	486	714	858	1002	1146	1290	1434	1578	1722	1866	2010	2154	2298	27
5	30	566	834	1008	1182	1356	1530	1704	1878	2052	2226	2400	2574	2748	30
	32	646	954	1148	1342	1536	1730	1924	2118	2312	2506	2700	2894	3088	32
	34	726	1074	1288	1492	1706	1910	2114	2318	2522	2726	2930	3134	3338	34
	36	806	1194	1428	1642	1866	2090	2314	2538	2762	2986	3210	3434	3658	36
	38	886	1314	1568	1792	2026	2260	2494	2728	2962	3196	3430	3664	3898	38
	40	966	1434	1708	1952	2206	2460	2714	2968	3222	3476	3730	3984	4238	40
	42	1046	1554	1838	2102	2376	2650	2924	3198	3472	3746	4020	4294	4568	42
	44	1126	1674	1968	2252	2546	2840	3134	3428	3722	4016	4310	4604	4898	44
	46	1206	1794	2108	2402	2716	3024	3332	3640	3948	4256	4564	4872	5180	46
	48	1286	1914	2248	2562	2890	3218	3546	3874	4202	4530	4858	5186	5514	48
	50	1366	2034	2388	2722	3070	3418	3766	4114	4462	4810	5158	5506	5854	50
	52	1446	2154	2528	2882	3250	3618	3986	4354	4722	5090	5458	5826	6194	52
	54	1526	2274	2668	3042	3430	3818	4206	4594	4982	5370	5758	6146	6534	54
	56	1606	2394	2808	3202	3610	4018	4426	4834	5242	5650	6058	6466	6874	56
	58	1686	2514	2948	3362	3780	4208	4636	5064	5492	5920	6348	6776	7204	58
	60	1766	2634	3088	3522	3960	4408	4856	5304	5752	6200	6648	7096	7544	60
	62	1846	2754	3228	3682	4140	4608	5076	5544	6012	6480	6948	7416	7884	62
	64	1926	2874	3368	3842	4320	4808	5306	5804	6302	6800	7298	7796	8294	64
	66	2006	2994	3508	3992	4490	4998	5506	6014	6522	7030	7538	8046	8554	66
	68	2086	3114	3648	4152	4670	5198	5726	6254	6782	7310	7838	8366	8894	68
	70	2166	3234	3788	4312	4850	5398	5946	6494	7042	7590	8138	8686	9234	70
	72	2246	3354	3928	4472	5030	5598	6166	6734	7302	7870	8438	9006	9574	72
	74	2326	3474	4068	4632	5200	5778	6356	6934	7512	8090	8668	9246	9824	74
	76	2406	3594	4208	4782	5370	5968	6566	7164	7762	8360	8958	9556	10154	76
	78	2486	3714	4348	4932	5540	6148	6756	7364	7972	8580	9188	9796	10404	78
	80	2566	3834	4488	5082	5700	6328	6956	7584	8212	8840	9468	10096	10724	80
	82	2646	3954	4628	5232	5870	6518	7166	7814	8462	9110	9758	10406	11054	82
	84	2726	4074	4768	5382	6040	6708	7376	8044	8712	9380	10048	10716	11384	84
	86	2806	4194	4908	5532	6210	6898	7586	8274	8962	9650	10338	11026	11714	86
	88	2886	4314	5048	5672	6370	7078	7786	8494	9202	9910	10618	11326	12034	88
	90	2966	4434	5188	5812	6530	7258	7986	8714	9442	10170	10908	11646	12384	90
	92	3046	4554	5328	5952	6690	7438	8186	8934	9682	10430	11178	11926	12674	92
	94	3126	4674	5468	6092	6860	7628	8396	9164	9932	10700	11468	12236	13004	94
	96	3206	4794	5608	6232	7020	7808	8596	9384	10172	10960	11748	12536	13324	96
	98	3286	4914	5748	6372	7180	7988	8796	9604	10412	11220	12028	12836	13644	98
	100	3366	5034	5888	6512	7340	8168	8996	9824	10652	11480	12308	13136	13964	100
	102	3446	5154	6028	6652	7520	8368	9216	10064	10912	11760	12608	13456	14304	102
	104	3526	5274	6168	6792	7700	8568	9426	10284	11142	12000	12858	13716	14574	104
	106	3606	5394	6308	6932	7880	8768	9636	10504	11372	12240	13108	13976	14844	106
	108	3686	5514	6448	7072	8060	8968	9856	10734	11612	12490	13368	14246	15124	108
	110	3766	5634	6588	7212	8240	9168	10076	10974	11872	12770	13668	14566	15464	110
	112	3846	5754	6728	7352	8420	9368	10306	11224	12142	13060	13978	14896	15804	112
	114	3926	5874	6868	7492	8600	9568	10526	11464	12402	13340	14278	15216	16144	114
	116	4006	5994	7008	7632	8780	9768	10746	11704	12642	13580	14518	15456	16384	116
	118	4086	6114	7148	7772	8960	9968	10966	11944	12882	13820	14758	15696	16624	118
	120	4166	6234	7288	7912	9140	10168	11176	12164	13142	14120	15098	16076	17054	120

T A B L A 4.5

d'		h		MOMENTO RESISTENTE												ARMADURA		f'c = 250 kg/cm ²		f'c = 36.20	
cm		cm		kg-m ²												cm ²		cm ²		cm ²	
cm		cm		cm ²												cm ²		cm ²		cm ²	
cm		cm		cm ²												cm ²		cm ²		cm ²	
cm		cm		cm ²												cm ²		cm ²		cm ²	
cm		cm		cm ²												cm ²		cm ²		cm ²	
cm		cm		cm ²												cm ²		cm ²		cm ²	
cm		cm		cm ²												cm ²		cm ²		cm ²	
cm		cm		cm ²												cm ²		cm ²		cm ²	
cm		cm		cm ²												cm ²		cm ²		cm ²	
cm		cm		cm ²												cm ²		cm ²		cm ²	
cm		cm		cm ²												cm ²		cm ²		cm ²	
cm		cm		cm ²												cm ²		cm ²		cm ²	
cm		cm		cm ²												cm ²		cm ²		cm ²	
cm		cm		cm ²												cm ²		cm ²		cm ²	
cm		cm		cm ²												cm ²		cm ²		cm ²	
cm		cm		cm ²												cm ²		cm ²		cm ²	
cm		cm		cm ²												cm ²		cm ²		cm ²	
cm		cm		cm ²												cm ²		cm ²		cm ²	
cm		cm		cm ²												cm ²		cm ²		cm ²	
cm		cm		cm ²												cm ²		cm ²		cm ²	
cm		cm		cm ²												cm ²		cm ²		cm ²	
cm		cm		cm ²												cm ²		cm ²		cm ²	
cm		cm		cm ²												cm ²		cm ²		cm ²	
cm		cm		cm ²												cm ²		cm ²		cm ²	
cm		cm		cm ²												cm ²		cm ²		cm ²	
cm		cm		cm ²												cm ²		cm ²		cm ²	
cm		cm		cm ²												cm ²		cm ²		cm ²	
cm		cm		cm ²												cm ²		cm ²		cm ²	
cm		cm		cm ²												cm ²		cm ²		cm ²	
cm		cm		cm ²												cm ²		cm ²		cm ²	
cm		cm		cm ²												cm ²		cm ²		cm ²	
cm		cm		cm ²												cm ²		cm ²		cm ²	
cm		cm		cm ²												cm ²		cm ²		cm ²	
cm		cm		cm ²												cm ²		cm ²		cm ²	
cm		cm		cm ²												cm ²		cm ²		cm ²	
cm		cm		cm ²												cm ²		cm ²		cm ²	
cm		cm		cm ²												cm ²		cm ²		cm ²	
cm		cm		cm ²												cm ²		cm ²		cm ²	
cm		cm		cm ²												cm ²		cm ²		cm ²	
cm		cm		cm ²												cm ²		cm ²		cm ²	
cm		cm		cm ²												cm ²		cm ²		cm ²	
cm		cm		cm ²												cm ²		cm ²		cm ²	
cm		cm		cm ²												cm ²		cm ²		cm ²	
cm		cm		cm ²												cm ²		cm ²		cm ²	
cm		cm		cm ²												cm ²		cm ²		cm ²	
cm		cm		cm ²												cm ²		cm ²		cm ²	
cm		cm		cm ²												cm ²		cm ²		cm ²	
cm		cm		cm ²												cm ²		cm ²		cm ²	
cm		cm		cm ²												cm ²		cm ²		cm ²	
cm		cm		cm ²												cm ²		cm ²		cm ²	
cm		cm		cm ²												cm ²		cm ²		cm ²	
cm		cm		cm ²												cm ²		cm ²		cm ²	
cm		cm		cm ²												cm ²		cm ²		cm ²	
cm		cm		cm ²												cm ²		cm ²		cm ²	
cm		cm		cm ²												cm ²		cm ²		cm ²	
cm		cm		cm ²												cm ²		cm ²		cm ²	
cm		cm		cm ²												cm ²		cm ²		cm ²	
cm		cm		cm ²												cm ²		cm ²		cm ²	
cm		cm		cm ²												cm ²		cm ²		cm ²	
cm		cm		cm ²												cm ²		cm ²		cm ²	
cm		cm		cm ²												cm ²		cm ²		cm ²	
cm		cm		cm ²												cm ²		cm ²			

T A B L A 4.8

d'		h		d		ca		MOMENTO RESISTENTE ϕR_{ud}^2 [kg-m]												f _y = 2000 kg/cm ²		f _y = 4200 kg/cm ²	
								25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80				
2	cm	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	85	90	95	100	105	110	115
	cm	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	85	90	95	100	105	110	115
	cm	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	85	90	95	100	105	110	115
	cm	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	85	90	95	100	105	110	115
3	cm	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	85	90	95	100	105	110	115
	cm	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	85	90	95	100	105	110	115
	cm	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	85	90	95	100	105	110	115
	cm	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	85	90	95	100	105	110	115
5	cm	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	85	90	95	100	105	110	115
	cm	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	85	90	95	100	105	110	115
	cm	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	85	90	95	100	105	110	115
	cm	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	85	90	95	100	105	110	115

T A B L A 4.9

d'		h		d		ca		MOMENTO RESISTENTE ϕR_{ud}^2 [kg-m]												f _y = 2000 kg/cm ²		f _y = 4200 kg/cm ²	
								25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80				
2	cm	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	85	90	95	100	105	110	115
	cm	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	85	90	95	100	105	110	115
	cm	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	85	90	95	100	105	110	115
	cm	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	85	90	95	100	105	110	115
3	cm	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	85	90	95	100	105	110	115
	cm	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	85	90	95	100	105	110	115
	cm	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	85	90	95	100	105	110	115
	cm	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	85	90	95	100	105	110	115
5	cm	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	85	90	95	100	105	110	115
	cm	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	85	90	95	100	105	110	115
	cm	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	85	90	95	100	105	110	115
	cm	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	85	90	95	100	105	110	115

TABLA 4.10

f'c = 200 kg/cm ²		MOMENTO RESISTENTE										GROUP 2										GROUP 3										GROUP 4										GROUP 5										GROUP 6										GROUP 7										GROUP 8										GROUP 9										GROUP 10										GROUP 11										GROUP 12										GROUP 13										GROUP 14										GROUP 15										GROUP 16										GROUP 17										GROUP 18										GROUP 19										GROUP 20										GROUP 21										GROUP 22										GROUP 23										GROUP 24										GROUP 25										GROUP 26										GROUP 27										GROUP 28										GROUP 29										GROUP 30										GROUP 31										GROUP 32										GROUP 33										GROUP 34										GROUP 35										GROUP 36										GROUP 37										GROUP 38										GROUP 39										GROUP 40										GROUP 41										GROUP 42										GROUP 43										GROUP 44										GROUP 45										GROUP 46										GROUP 47										GROUP 48										GROUP 49										GROUP 50										GROUP 51										GROUP 52										GROUP 53										GROUP 54										GROUP 55										GROUP 56										GROUP 57										GROUP 58										GROUP 59										GROUP 60										GROUP 61										GROUP 62										GROUP 63										GROUP 64										GROUP 65										GROUP 66										GROUP 67										GROUP 68										GROUP 69										GROUP 70										GROUP 71										GROUP 72										GROUP 73										GROUP 74										GROUP 75										GROUP 76										GROUP 77										GROUP 78										GROUP 79										GROUP 80										GROUP 81										GROUP 82										GROUP 83										GROUP 84										GROUP 85										GROUP 86										GROUP 87										GROUP 88										GROUP 89										GROUP 90										GROUP 91										GROUP 92										GROUP 93										GROUP 94										GROUP 95										GROUP 96										GROUP 97										GROUP 98										GROUP 99										GROUP 100										GROUP 101										GROUP 102										GROUP 103										GROUP 104										GROUP 105										GROUP 106										GROUP 107										GROUP 108										GROUP 109										GROUP 110										GROUP 111										GROUP 112										GROUP 113										GROUP 114										GROUP 115										GROUP 116										GROUP 117										GROUP 118										GROUP 119										GROUP 120										GROUP 121										GROUP 122										GROUP 123										GROUP 124										GROUP 125										GROUP 126										GROUP 127										GROUP 128										GROUP 129										GROUP 130										GROUP 131										GROUP 132										GROUP 133										GROUP 134										GROUP 135										GROUP 136										GROUP 137										GROUP 138										GROUP 139										GROUP 140										GROUP 141										GROUP 142										GROUP 143										GROUP 144										GROUP 145										GROUP 146										GROUP 147										GROUP 148										GROUP 149										GROUP 150										GROUP 151										GROUP 152										GROUP 153										GROUP 154										GROUP 155										GROUP 156										GROUP 157										GROUP 158										GROUP 159										GROUP 160										GROUP 161										GROUP 162										GROUP 163										GROUP 164										GROUP 165										GROUP 166										GROUP 167										GROUP 168										GROUP 169										GROUP 170										GROUP 171										GROUP 172										GROUP 173										GROUP 174										GROUP 175										GROUP 176										GROUP 177										GROUP 178										GROUP 179										GROUP 180										GROUP 181										GROUP 182										GROUP 183										GROUP 184										GROUP 185										GROUP 186										GROUP 187										GROUP 188										GROUP 189										GROUP 190										GROUP 191										GROUP 192										GROUP 193										GROUP 194										GROUP 195										GROUP 196										GROUP 197										GROUP 198										GROUP 199										GROUP 200										GROUP 201										GROUP 202										GROUP 203										GROUP 204										GROUP 205										GROUP 206										GROUP 207										GROUP 208										GROUP 209										GROUP 210										GROUP 211										GROUP 212										GROUP 213										GROUP 214										GROUP 215										GROUP 216										GROUP 217										GROUP 218										GROUP 219										GROUP 220										GROUP 221										GROUP 222										GROUP 223										GROUP 224										GROUP 225										GROUP 226										GROUP 227										GROUP 228										GROUP 229										GROUP 230										GROUP 231										GROUP 232										GROUP 233										GROUP 234										GROUP 235										GROUP 236										GROUP 237										GROUP 238										GROUP 239										GROUP 240										GROUP 241										GROUP 242										GROUP 243										GROUP 244										GROUP 245										GROUP 246										GROUP 247										GROUP 248										GROUP 249										GROUP 250										GROUP 251										GROUP 252										GROUP 253										GROUP 254										GROUP 255										GROUP 256										GROUP 257										GROUP 258										GROUP 259										GROUP 260										GROUP 261										GROUP 262										GROUP 263										GROUP 264										GROUP 265										GROUP 266										GROUP 267										GROUP 268										GROUP 269										GROUP 270										GROUP 271										GROUP 272										GROUP 273										GROUP 274										GROUP 275										GROUP 276										GROUP 277										GROUP 278										GROUP 279										GROUP 280										GROUP 281										GROUP 282										GROUP 283										GROUP 284										GROUP 285										GROUP 286										GROUP 287										GROUP 288										GROUP 289										GROUP 290										GROUP 291										GROUP 292										GROUP 293										GROUP 294										GROUP 295										GROUP 296										GROUP 297										GROUP 298										GROUP 299										GROUP 300										GROUP 301										GROUP 302										GROUP 303										GROUP 304										GROUP 305										GROUP 306										GROUP 307										GROUP 308										GROUP 309										GROUP 310										GROUP 311										GROUP 312										GROUP 313										GROUP 314										GROUP 315										GROUP 316										GROUP 317										GROUP 318										GROUP 319										GROUP 320										GROUP 321										GROUP 322										GROUP 323										GROUP 324										GROUP 325										GROUP 326										GROUP 327										GROUP 328										GROUP 329										GROUP 330										GROUP 331										GROUP 332										GROUP 333										GROUP 334										GROUP 335										GROUP 336										GROUP 337										GROUP 338										GROUP 339										GROUP 340										GROUP 341										GROUP 342										GROUP 343										GROUP 344										GROUP 345										GROUP 346										GROUP 347										GROUP 348										GROUP 349										GROUP 350										GROUP 351										GROUP 352										GROUP 353										GROUP 354										GROUP 355										GROUP 356										GROUP 357										GROUP 358										GROUP 359										GROUP 360										GROUP 361										GROUP 362										GROUP 363										GROUP 364										GROUP 365										GROUP 366										GROUP 367										GROUP 368										GROUP 369										GROUP 370										GROUP 371										GROUP 372										GROUP 373										GROUP 374										GROUP 375										GROUP 376										GROUP 377										GROUP 378										GROUP 379										GROUP 380										GROUP 381										GROUP 382										GROUP 383										GROUP 384										GROUP 385										GROUP 386										GROUP 387										GROUP 388										GROUP 389										GROUP 390										GROUP 391										GROUP 392										GROUP 393										GROUP 394										GROUP 395										GROUP 396										GROUP 397										GROUP 398										GROUP 399										GROUP 400										GROUP 401										GROUP 402										GROUP 403										GROUP 404										GROUP 405										GROUP 406										GROUP 407										GROUP 408										GROUP 409										GROUP 410										GROUP 411										GROUP 412										GROUP 413										GROUP 414										GROUP 415										GROUP 416										GROUP 417										GROUP 418										GROUP 419										GROUP 420										GROUP 421										GROUP 422										GROUP 423										GROUP 424										GROUP 425										GROUP 426										GROUP 427										GROUP 428										GROUP 429										GROUP 430										GROUP 431										GROUP 432										GROUP 433										GROUP 434										GROUP 435										GROUP 436										GROUP 437										GROUP 438										GROUP 439										GROUP 440										GROUP 441										GROUP 442										GROUP 443										GROUP 444										GROUP 445										GROUP 446										GROUP 447										GROUP 448										GROUP 449										GROUP 450										GROUP 451										GROUP 452										GROUP 453										GROUP 454										GROUP 455										GROUP 456										GROUP 457										GROUP 458										GROUP 459										GROUP 460										GROUP 461										GROUP 462										GROUP 463										GROUP 464										GROUP 465										GROUP 466										GROUP 467										GROUP 468										GROUP 469										GROUP 470										GROUP 471										GROUP 472										GROUP 473										GROUP 474										GROUP 475										GROUP 476										GROUP 477										GROUP 478										GROUP 479										GROUP 480										GROUP 481										GROUP 482										GROUP 483										GROUP 484										GROUP 485										GROUP 486										GROUP 487										GROUP 488										GROUP 489										GROUP 490										GROUP 491										GROUP 492										GROUP 493										GROUP 494										GROUP 495										GROUP 496										GROUP 497										GROUP 498										GROUP 499										GROUP 500										GROUP 501										GROUP 502										GROUP 503										GROUP 504										GROUP 505										GROUP 506										GROUP 507										GROUP 508										GROUP 509										GROUP 510										GROUP 511										GROUP 512										GROUP 513										GROUP 514										GROUP 515										GROUP 516										GROUP 517										GROUP 518										GROUP 519										GROUP 520										GROUP 521										GROUP 522										GROUP 523										GROUP 524										GROUP 525										GROUP 526										GROUP 527										GROUP 528										GROUP 529										GROUP 530										GROUP 531										GROUP 532										GROUP 533										GROUP 534										GROUP 535										GROUP 536										GROUP 537										GROUP 538										GROUP 539										GROUP 540										GROUP 541										GROUP 542										GROUP 543										GROUP 544										GROUP 545										GROUP 546										GROUP 547										GROUP 548										GROUP 549										GROUP 550										GROUP 551										GROUP 552										GROUP 553										GROUP 554										GROUP 555										GROUP 556										GROUP 557										GROUP 558										GROUP 559										GROUP 560										GROUP 561										GROUP 562										GROUP 563										GROUP 564										GROUP 565										GROUP 566										GROUP 567										GROUP 568										GROUP 569										GROUP 570										GROUP 571										GROUP 572										GROUP 573										GROUP 574										GROUP 575										GROUP 576										GROUP 577										GROUP 578										GROUP 579										GROUP 580										GROUP 581										GROUP 582										GROUP 583										GROUP 584										GROUP 585										GROUP 586										GROUP 587										GROUP 588										GROUP 589										GROUP 590										GROUP 591										GROUP 592										GROUP 593										GROUP 594										GROUP 595										GROUP 596										GROUP 597										GROUP 598										GROUP 599										GROUP 600										GROUP 601										GROUP 602										GROUP 603										GROUP 604										GROUP 605										GROUP 606										GROUP 607										GROUP 608										GROUP 609										GROUP 610										GROUP 611										GROUP 612										GROUP 613										GROUP 614										GROUP 615										GROUP 616										GROUP 617										GROUP 618										GROUP 619										GROUP 620										GROUP 621										GROUP 622										GROUP 623										GROUP 624										GROUP 625										GROUP 626										GROUP 627										GROUP 628										GROUP 629										GROUP 630										GROUP 631										GROUP 632										GROUP 633										GROUP 634										GROUP 635										GROUP 636										GROUP 637										GROUP 638										GROUP 639										GROUP 640										GROUP 641										GROUP 642										GROUP 643										GROUP 644										GROUP 645										GROUP 646										GROUP 647										GROUP 648										GROUP 649										GROUP 650										GROUP 651										GROUP 652										GROUP 653										GROUP 654										GROUP 655										GROUP 656										GROUP 657										GROUP 658										GROUP 659										GROUP 660										GROUP 661										GROUP 662										GROUP 663										GROUP 664										GROUP 665										GROUP 666										GROUP 667										GROUP 668										GROUP 669										GROUP 670										GROUP 671										GROUP 672										GROUP 673										GROUP 674										GROUP 675										GROUP 676										GROUP 677										GROUP 678										GROUP 679										GROUP 680										GROUP 681										GROUP 682										GROUP 683										GROUP 684										GROUP 685										GROUP 686										GROUP 687										GROUP 688										GROUP 689										GROUP 690										GROUP 691										GROUP 692										GROUP 693										GROUP 694										GROUP 695										GROUP 696										GROUP 697										GROUP 698										GROUP 699										GROUP 700										GROUP 701										GROUP 702										GROUP 703										GROUP 704										GROUP 705										GROUP 706										GROUP 707										GROUP 708										GROUP 709										GROUP 710										GROUP 711										GROUP 712										GROUP 713										GROUP 714										GROUP 715										GROUP 716										GROUP 717										GROUP 718										GROUP 719										GROUP 720										GROUP 721										GROUP 722										GROUP 723										GROUP 724										GROUP 725										GROUP 726										GROUP 727										GROUP 728										GROUP 729										GROUP 730										GROUP 731										GROUP 732										GROUP 733										GROUP 734										GROUP 735										GROUP 736										GROUP 737										GROUP 738										GROUP 739										GROUP 740										GROUP 741										GROUP 742										GROUP 743										GROUP 744										GROUP 745										GROUP 746										GROUP 747										GROUP 748										GROUP 749										GROUP 750										GROUP 751										GROUP 752										GROUP 753										GROUP 754										GROUP 755										GROUP 756										GROUP 757										GROUP 758										GROUP 759										GROUP 760										GROUP 761										GROUP 762										GROUP 763										GROUP 764										GROUP 765										GROUP 766										GROUP 767										GROUP 768										GROUP 769										GROUP 770										GROUP 771										GROUP 772										GROUP 773										GROUP 774										GROUP 775										GROUP 776										GROUP 777										GROUP 778										GROUP 779										GROUP 780										GROUP 781										GROUP 782										GROUP 783										GROUP 784										GROUP 785										GROUP 786										GROUP 787										GROUP 788										GROUP 789										GROUP 790										GROUP 791										GROUP 792										GROUP 793										GROUP 794										GROUP 795										GROUP 796										GROUP 797										GROUP 798										GROUP 799										GROUP 800										GROUP 801										GROUP 802										GROUP 803										GROUP 804										GROUP 805										GROUP 806										GROUP 807										GROUP 808										GROUP 809										GROUP 810										GROUP 811										GROUP 812										GROUP 813										GROUP 814										GROUP 815										GROUP 816										GROUP 817										GROUP 818										GROUP 819										GROUP 820										GROUP 821										GROUP 822										GROUP 823										GROUP 824										GROUP 825										GROUP 826										GROUP 827										GROUP 828										GROUP 829										GROUP 830										GROUP 831										GROUP 832										GROUP 833										GROUP 834										GROUP 835										GROUP 836										GROUP 837										GROUP 838										GROUP 839										GROUP 840										GROUP 841										GROUP 842										GROUP 843										GROUP 844										GROUP 845										GROUP 846										GROUP 847										GROUP 848										GROUP 849										GROUP 850										GROUP 851										GROUP 852										GROUP 853										GROUP 854										GROUP 855										GROUP 856										GROUP 857										GROUP 858										GROUP 859										GROUP 860										GROUP 861										GROUP 862										GROUP 863										GROUP 864										GROUP 865										GROUP 866										GROUP 867										GROUP 868										GROUP 869										GROUP 870										GROUP 871										GROUP 872										GROUP 873										GROUP 874										GROUP 875										GROUP 876										GROUP 877										GROUP 878										GROUP 879										GROUP 880										GROUP 881										GROUP 882										GROUP 883										GROUP 884										GROUP 885										GROUP 886										GROUP 887										GROUP 888										GROUP 889										GROUP 890									
------------------------------	--	--------------------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	---------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	---------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	---------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	---------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	---------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	---------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	---------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	---------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--

T A B L E 4.13201



T A B L A 4.14

d'	h	b	MOMENTO RESISTENTE ϕR_{ubd}^2												f'c = 400 kg/cm ²	q = 0.20	ju = 0.892	$\phi = 0.90$	Ru = 63.50
			cm																
			18	15	12	25	38	51	64	77	90	103	116	129					
d	ca	ca	ca	ca	ca	ca	ca	ca	ca	ca	ca	ca	ca	ca	ca	ca	ca	ca	ca
2	8	6	229	343	457	572	686	800	914	1029	1143	1257	1372	1486	1600	1715	1829	1943	2057
	12	10	406	618	813	1016	1219	1422	1626	1829	2032	2235	2439	2642	2845	3048	3251	3454	3657
	18	15	953	1278	1588	1905	2223	2548	2868	3175	3493	3810	4128	4445	4763	5080	5397	5714	6031
3	15	12	1372	1829	2286	2743	3201	3658	4115	4572	5030	5487	5944	6401	6858	7316	7773	8230	8687
	20	18	1245	1867	2489	3112	3734	4356	4979	5601	6223	6846	7468	8090	8713	9335	9957	10579	11201
	25	22	1835	2753	3671	4588	5506	6423	7341	8259	9176	10094	11012	11929	12847	13764	14682	15599	16517
4	22	22	2292	3439	4585	5731	6877	8024	9170	10316	11462	12608	13755	14901	16047	17194	18340	19487	20633
	28	25	3874	4618	5417	7684	9221	10758	12294	13831	15368	16905	18442	19979	21515	23052	24589	26126	27663
	36	36	4627	6944	9259	11574	13888	16203	18518	20832	23146	25462	27777	30091	32406	34721	37035	39350	41665
5	25	28	2548	3818	5088	6358	7628	8891	10161	11431	12701	13971	15241	16511	17781	19051	20321	21591	22861
	30	35	3953	5753	7538	9322	11107	12892	14676	16460	18244	20028	21812	23596	25380	27164	28948	30732	32516
	40	45	7779	11669	15558	19448	23338	27227	31117	35007	38896	42786	46675	50565	54455	58344	62234	66123	70013
6	45	45	18161	15241	28321	32149	35979	39808	43638	47468	51298	55128	58958	62788	66618	70448	74278	78108	81938
	50	55	18766	19289	23719	28149	32579	37008	41438	45868	50298	54728	59158	63588	68018	72448	76878	81308	85738
	55	58	13876	22881	31886	40891	49896	58901	67906	76911	85916	94921	103926	112931	121936	130941	139946	148951	157956
7	60	65	19218	28813	38408	48003	57598	67193	76788	86383	95978	105573	115168	124763	134358	143953	153548	163143	172738
	65	68	22861	34292	45723	57154	68585	80016	91446	102877	114307	125738	137169	148600	159531	170462	181393	192324	203255
	70	75	24838	48246	63241	78236	93231	108226	123221	138216	153211	168206	183201	198196	213191	228186	243181	258176	273171
8	75	78	31117	46675	62234	77792	93351	108909	124468	140026	155585	171143	186702	202260	217819	233377	248936	264495	280054
	80	85	35721	53582	71443	89303	107163	125024	142884	160745	178605	196466	214326	232187	250047	267908	285768	303629	321489
	85	90	40643	68964	81285	101605	121925	142245	162565	182885	203205	223525	243845	264165	284485	304805	325125	345445	365765
9	95	95	45082	68822	91763	114704	137645	160586	183527	206467	229408	252349	275290	298231	321172	344113	367054	390005	412946
	100	95	51312	82877	108594	134311	160028	185745	211462	237179	262896	288613	314330	340047	365764	391481	417198	442915	468632
	105	105	63504	95226	126902	158578	190254	221930	253606	285282	316958	348634	380310	411986	443662	475338	507014	538690	570366
10	110	105	78013	125226	168022	210818	253614	296410	339206	382002	424798	467594	510390	553186	595982	638778	681574	724370	767166
	115	110	76848	125668	169068	212468	255868	299268	342668	386068	429468	472868	516268	559668	603068	646468	689868	733268	776668
	120	115	85984	132576	176976	221376	265776	310176	354576	398976	443376	487776	532176	576576	620976	665376	709776	754176	798576

TABLE 4.15

h cm	b cm	d cm	φb d										φ = 0.85									
			18	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	85	90	95	100		
6	6	51	77	102	128	153	179	204	230	255	281	306	332	357	383	408	434	460	486	512		
8	8	68	102	136	178	204	236	272	306	340	374	406	442	476	510	544	578	612	646	680		
10	10	85	128	178	213	235	298	340	383	425	468	510	553	595	638	680	722	765	808	851		
12	12	102	153	204	255	306	357	408	459	510	561	612	663	714	765	816	867	918	969	1020		
14	14	119	179	238	298	357	417	476	536	595	655	714	774	833	893	952	1011	1070	1129	1188		
16	16	136	191	255	319	383	446	510	574	638	701	765	829	893	956	1020	1083	1146	1209	1272		
18	18	153	217	289	361	434	506	578	650	723	795	867	939	1012	1084	1156	1228	1300	1372	1444		
20	20	170	242	323	404	485	565	646	727	808	888	969	1050	1131	1211	1292	1372	1453	1533	1613		
22	22	187	262	343	424	505	585	666	747	827	907	988	1068	1148	1228	1308	1388	1468	1548	1628		
24	24	204	285	366	447	528	608	689	769	849	929	1009	1089	1169	1249	1329	1409	1489	1569	1649		
26	26	221	302	383	464	545	625	706	786	866	946	1026	1106	1186	1266	1346	1426	1506	1586	1666		
28	28	238	319	400	481	562	642	723	803	883	963	1043	1123	1203	1283	1363	1443	1523	1603	1683		
30	30	255	336	417	498	579	659	740	820	900	980	1060	1140	1220	1300	1380	1460	1540	1620	1700		
32	32	272	353	434	515	596	676	757	837	917	997	1077	1157	1237	1317	1397	1477	1557	1637	1717		
34	34	289	370	451	532	613	693	774	854	934	1014	1094	1174	1254	1334	1414	1494	1574	1654	1734		
36	36	306	387	468	549	630	710	791	871	951	1031	1111	1191	1271	1351	1431	1511	1591	1671	1751		
38	38	323	404	485	566	646	727	807	887	967	1047	1127	1207	1287	1367	1447	1527	1607	1687	1767		
40	40	340	421	502	583	663	744	824	904	984	1064	1144	1224	1304	1384	1464	1544	1624	1704	1784		
42	42	357	438	519	600	680	761	841	921	1001	1081	1161	1241	1321	1401	1481	1561	1641	1721	1801		
44	44	374	455	536	617	697	778	858	938	1018	1098	1178	1258	1338	1418	1498	1578	1658	1738	1818		
46	46	391	472	553	634	714	795	875	955	1035	1115	1195	1275	1355	1435	1515	1595	1675	1755	1835		
48	48	408	489	570	651	731	812	892	972	1052	1132	1212	1292	1372	1452	1532	1612	1692	1772	1852		
50	50	425	506	587	668	748	829	909	989	1069	1149	1229	1309	1389	1469	1549	1629	1709	1789	1869		
52	52	442	523	604	685	765	846	926	1006	1086	1166	1246	1326	1406	1486	1566	1646	1726	1806	1886		
54	54	459	540	621	702	782	863	943	1023	1103	1183	1263	1343	1423	1503	1583	1663	1743	1823	1903		
56	56	476	557	638	719	799	880	960	1040	1120	1200	1280	1360	1440	1520	1600	1680	1760	1840	1920		
58	58	493	574	655	736	816	897	977	1057	1137	1217	1297	1377	1457	1537	1617	1697	1777	1857	1937		
60	60	510	591	672	753	833	914	994	1074	1154	1234	1314	1394	1474	1554	1634	1714	1794	1874	1954		
62	62	527	608	689	770	850	931	1011	1091	1171	1251	1331	1411	1491	1571	1651	1731	1811	1891	1971		
64	64	544	625	706	787	867	948	1028	1108	1188	1268	1348	1428	1508	1588	1668	1748	1828	1908	1988		
66	66	561	642	723	804	884	965	1045	1125	1205	1285	1365	1445	1525	1605	1685	1765	1845	1925	2005		
68	68	578	659	740	821	901	982	1062	1142	1222	1302	1382	1462	1542	1622	1702	1782	1862	1942	2022		
70	70	595	676	757	838	918	999	1079	1159	1239	1319	1399	1479	1559	1639	1719	1799	1879	1959	2039		
72	72	612	693	774	855	935	1016	1096	1176	1256	1336	1416	1496	1576	1656	1736	1816	1896	1976	2056		
74	74	629	710	791	872	952	1033	1113	1193	1273	1353	1433	1513	1593	1673	1753	1833	1913	1993	2073		
76	76	646	727	808	889	969	1050	1130	1210	1290	1370	1450	1530	1610	1690	1770	1850	1930	2010	2090		
78	78	663	744	825	906	986	1067	1147	1227	1307	1387	1467	1547	1627	1707	1787	1867	1947	2027	2107		
80	80	680	761	842	923	1003	1084	1164	1244	1324	1404	1484	1564	1644	1724	1804	1884	1964	2044	2124		
82	82	697	778	859	940	1020	1101	1181	1261	1341	1421	1501	1581	1661	1741	1821	1901	1981	2061	2141		
84	84	714	795	876	957	1037	1118	1198	1278	1358	1438	1518	1598	1678	1758	1838	1918	1998	2078	2158		
86	86	731	812	893	974	1054	1135	1215	1295	1375	1455	1535	1615	1695	1775	1855	1935	2015	2095	2175		
88	88	748	829	910	991	1071	1152	1232	1312	1392	1472	1552	1632	1712	1792	1872	1952	2032	2112	2192		
90	90	765	846	927	1008	1088	1169	1249	1329	1409	1489	1569	1649	1729	1809	1889	1969	2049	2129	2209		
92	92	782	863	944	1025	1105	1186	1266	1346	1426	1506	1586	1666	1746	1826	1906	1986	2066	2146	2226		
94	94	799	880	961	1042	1122	1203	1283	1363	1443	1523	1603	1683	1763	1843	1923	2003	2083	2163	2243		
96	96	816	897	978	1059	1139	1220	1300	1380	1460	1540	1620	1700	1780	1860	1940	2020	2100	2180	2260		
98	98	833	914	995	1076	1156	1237	1317	1397	1477	1557	1637	1717	1797	1877	1957	2037	2117	2197	2277		
100	100	850	931	1012	1093	1173	1254	1334	1414	1494	1574	1654	1734	1814	1894	1974	2054	2134	2214	2294		
102	102	867	948	1029	1110	1190	1271	1351	1431	1511	1591	1671	1751	1831	1911	1991	2071	2151	2231	2311		
104	104	884	965	1046	1127	1207	1288	1368	1448	1528	1608	1688	1768	1848	1928	2008	2088	2168	2248	2328		
106	106	901	982	1063	1144	1224	1305	1385	1465	1545	1625	1705	1785	1865	1945	2025	2105	2185	2265	2345		
108	108	918	999	1080	1161	1241	1322	1402	1482	1562	1642	1722	1802	1882	1962	2042	2122	2202	2282	2362		
110	110	935	1016	1097	1178	1258	1339	1419	1499	1579	1659	1739	1819	1899	1979	2059	2139	2219	2299	2379		
112	112	952	1033	1114	1195	1275	1356	1436	1516	1596	1676	1756	1836	1916	1996	2076	2156	2236	2316	2396		
114	114	969	1050	1131	1212	1292	1373	1453	1533	1613	1693	1773	1853	1933	2013	2093	2173	2253	2333	2413		
116	116	986	1067	1148	1229	1309	1389	1469	1549	1629	1709	1789	1869	1949	2029	2109	2189	2269	2349	2429		
118	118	1003	1084	1165	1246	1326	1406	1486	1566	1646	1726	1806	1886	1966	2046	2126	2206	2286	2366	2446		
120	120	1020	1101	1182	1263	1343	1424	1504	1584	1664	1744	1824	1904	1984	2064	2144	2224	2304	2384	2464		



SECCIONES SOMETIDAS A FLEXION

PROYECTAR LA SECCION CENTRAL DE UNA VIGA
SIMPLEMENTE APOYADA

DATOS :

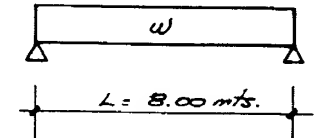
$$w_p = 1.200 \text{ K/ml}$$

$$w_v = 1.800 \text{ K/ml}$$

$$L = 8.00 \text{ mts.}$$

$$f'_c = 250 \text{ K/cm}^2$$

$$b = 30 \text{ cms.}$$



A - POR FORMULAS

A-1) SE HALLA LA CARGA ULTIMA

$$W_u = 1.4 w_p + 1.7 w_v$$

$$W_u = 1.4 (1.200) + 1.7 (1.800)$$

$$W_u = 4740 \text{ K/ml.}$$

A-2) SE HALLA EL MOMENTO ULTIMO

$$M_u = \frac{W_u \times L^2}{8} = \frac{4740 \times 8^2}{8} = 37920 \text{ K/mt.}$$

A-3) SE UBICA LA TABLA DE "SECCIONES RECTANGULARES
DE CONCRETO ARMADO SOMETIDAS A FLEXION"
CORRESPONDIENTE A $f'_c = 250 \text{ K/cm}^2$

A-4) EN LA TABLA N° 4.5, ENTRANDO CON EL VALOR
DE $b = 30 \text{ cms.}$ Y MOMENTO RESISTENTE MAYOR
O IGUAL A 37920 K/mt. , EN ESTE CASO 39095 K/mt.
SE OBTIENE UNA ALTURA $h = 65 \text{ cms.}$
LA SECCION TENDRA UNAS DIMENSIONES DE 30×65



ASPECTOS GENERALES

Se sabe que un elemento dúctil es aquel que puede sufrir deformaciones grandes en el rango plástico antes de alcanzar la rotura.

Las estructuras constituidas por elementos dúctiles presentan ventajas como las siguientes: mayor capacidad de absorción de energía en caso de sismos y reducción de las fuerzas inerciales producidas por dicho fenómeno; posibilidad de mejor adaptación a asentamientos de apoyos y a impactos o sobrecargas no consideradas en el análisis; en caso de falla, esta no es instantánea sino progresiva, dando tiempo a tomar precauciones para proteger a las personas ocupantes de la construcción.

MEDIDA DE LA DUCTILIDAD DE VIGAS

Se acostumbra medir la ductilidad de las vigas mediante la expresión:

$$D = \frac{\phi_u}{\phi_y}$$

que desarrollada conduce a:

$$D = \frac{6300 \beta_1 (1 - k)}{(\rho - \rho')} \times \frac{0.85 f'_c}{f_y^2}$$

TABLAS PARA DISEÑO DE VIGAS DÚCTILES

Se acompañan tablas de los valores de ρ (o $\rho - \rho'$) y de q que deben emplearse en el diseño del refuerzo metálico de las vigas para tener una ductilidad de 4, 5, 6 o 7 respectivamente, en función de la calidad de los materiales f_y y f'_c .

Se incluye una tabla auxiliar del valor B

$$B = 0.85 \beta_1 \frac{f'_c}{f_y} \left(\frac{d_c}{d} \right) \frac{6300}{6300 - f_y}$$



que permite determinar si el acero de compresión ha sobrepasado o no el límite elástico, lo cual es de interés para calcular la ductilidad. Si $\rho - \rho'$ es mayor que B se sabe que: $f'_s \geq f_y$.

NOTACION

D = ductilidad

ϕ_u = deformación rotacional en la rotura

ϕ_y = deformación rotacional cuando el acero alcanza el límite elástico.

n = relación modular: $(n = \frac{E_s}{E_c})$

BIBLIOGRAFIA

- Mark, Fintel
"Handbook of Concrete Engineering".
Ed Van Nostrand Reinhold Company - New York - 1974.
- J. Ferry Borges y A. Ravara
"Earthquake Engineering"
Laboratorio Nacional de Engenharia Civil - Lisboa - 1969.



TABLA N° 4.16

PORCENTAJES DE REFUERZO QUE CONDUCE A UNA
DUCTILIDAD DETERMINADA

f _y	f' _c	D = 4		D = 5		D = 6		D = 7		n
		$\frac{\rho}{(\rho - \rho')}$	q	$\frac{\rho}{(\rho - \rho')}$	q	$\frac{\rho}{(\rho - \rho')}$	q	$\frac{\rho}{(\rho - \rho')}$	q	
2.800	150	0.0128	0.240	0.0107	0.200	0.0092	0.170	0.0081	0.150	11.25
	200	0.0165	0.230	0.0139	0.190	0.0120	0.168	0.0106	0.148	9.80
	250	0.0200	0.224	0.0168	0.188	0.0145	0.162	0.0128	0.143	9.10
	300	0.0235	0.219	0.0197	0.184	0.0171	0.160	0.0151	0.141	8.03
	350	0.0260	0.200	0.0218	0.174	0.0189	0.151	0.0167	0.134	7.40
4.200	400	0.0280	0.196	0.0236	0.165	0.0204	0.143	0.0180	0.126	7.00
	150	0.0066	0.185	0.0055	0.154	0.0047	0.132	0.0041	0.115	11.25
	200	0.0086	0.181	0.0072	0.151	0.0061	0.128	0.0053	0.111	9.80
	250	0.0105	0.176	0.0087	0.146	0.0075	0.126	0.0065	0.109	9.10
	300	0.0123	0.172	0.0102	0.143	0.0088	0.123	0.0077	0.108	8.03
	350	0.0136	0.163	0.0113	0.136	0.0097	0.116	0.0085	0.102	7.40
	400	0.0147	0.154	0.0122	0.128	0.0105	0.110	0.0095	0.100	7.00

NOTA: CON $(\rho - \rho')$ SE OBTIENEN
VALORES APROXIMADOS. _



TABLA N° 4.17

TABLA PARA CONTROL DE f'_s EN EL CALCULO DE LA
DUCTILIDAD POR MEDIO DEL INDICADOR B. _

$$B = 0.85 \beta_1 \frac{f'_c}{f_y} \times \frac{d_c}{d} \times \frac{6.300}{6.300 - f_y}$$

f _y	f' _c	B
2.800	200	0.0357 x dc/d
	250	0.0446 x dc/d
	300	0.0532 x dc/d
	350	0.0588 x dc/d
	400	0.0642 x dc/d
4.200	200	0.0206 x dc/d
	250	0.0258 x dc/d
	300	0.0308 x dc/d
	350	0.0340 x dc/d
	400	0.0371 x dc/d

NOTA: SI $B \geq \rho - \rho'$ ENTONCES:

f'_s ≥ f_y Y SE DEBE TOMAR

f'_s = f_y

SI $B < \rho - \rho'$ ENTONCES f'_s < f_y

Y SU VALOR DEBE SER EVALUADO POR LOS
METODOS ORDINARIOS DE CALCULO. _

DUCTILIDAD

CALCULAR UNA VIGA CON UNA DUCTILIDAD NO INFERIOR A 6

DATOS: $f'_c = 250 \text{ Kg/cm}^2$ $f_y = 4.200 \text{ Kg/cm}^2$
 $M_u = 70.000 \text{ Kg-m.}$ $b = 30$

1) DE LA TABLA # SE SELECCIONA EL VALOR:

$\rho - \rho' = 0.0075$ QUE CONDUCE A DUCTILIDAD $D = 6$
 CON LOS MATERIALES $f_y = 4.200 \text{ Kg/cm}^2$ Y $f'_c = 250 \text{ Kg/cm}^2$

2) SE TRABAJARA CON $\rho' = 0.5 \rho$, CON LO CUAL SE TENDRA:
 $\rho - 0.5 \rho = 0.0075$ DE DONDE $\rho = 0.0150$ Y $\rho' = 0.0075$

RESULTA: $q = \rho \times \frac{f_y}{f'_c} = 0.0150 \times \frac{4200}{250} = 0.252$

3) SE CALCULAN j_u Y ϕR_u CON ESTE VALOR DE q :

$j_u = 1 - 0.59 q = 1 - 0.59 \times 0.252 = 0.851$

$\phi R_u = \phi q f'_c j_u = 0.90 \times 0.252 \times 0.851 = 48.25$

4) SE CALCULA d_c

$d = \sqrt{\frac{M_u}{\phi R_u b}} = \sqrt{\frac{70.000}{48.25 \times 30}} = 69.5 \text{ cms.}$

SE ADOPTA: $d = 70 \text{ cms.}$ $h = 75 \text{ cms.}$ 5) SE CALCULA EL VALOR DE A_s

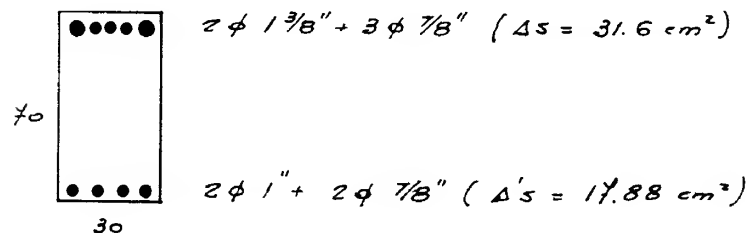
$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y j u d} = \frac{70.000}{0.90 \times 4.200 \times 0.851 \times 0.70} = 31.09 \text{ cm}^2$



6) SE FIJA A'_s IGUAL A $0.50 A_s$ PARA TENER
 CAPACIDAD DE MOMENTO EN EL APOYO IGUAL
 A 50% DE LA CAPACIDAD DE MOMENTO NEGATIVO:

$A'_s = 15.54 \text{ cm}^2$

LA SECCION QUEDA ASI:



CON LO CUAL SE TIENE:

$\rho = 0.0150$

$\rho' = 0.0075$

$\rho + \rho' = 0.0225$

$\rho - \rho' = 0.0065$

7) SE CALCULARA LA DUCTILIDAD,
 PARA LO CUAL SE VERIFICARA SI: $f'_s \geq f_y$.

DE LA TABLA # ENTRANDO CON $f_y = 4.200$ Y
 $f'_c = 250$ SE OBTIENE: $B = 0.0258 d_c/d$

$B = 0.0258 \times \frac{5}{70} = 0.00184$

COMO $\rho - \rho' = 0.0065$ Y ESTE VALOR ES MAYOR
 DE 0.00184 SE CONCLUYE EN QUE $f'_s > f_y$
 POR TANTO SE TRABAJARA CON $f'_s = f_y$



8) SE CALCULA EL VALOR DE k :

$$k = \sqrt{(p+p')^2 n^2 + 2 \left(p+p' \frac{d_c}{d} \right) n} - (p+p') n$$

$$k = \sqrt{0.0235^2 \times 9.1^2 + 2 \left(0.0150 + 0.0085 \frac{5}{70} \right) 9.1} - 0.0235 \times 9.1$$

$$k = 0.360$$

9) SE CALCULA EL VALOR DE D POR LA EXPRESION :

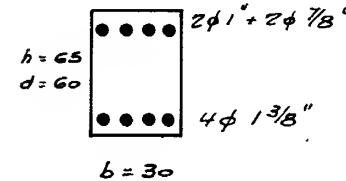
$$D = \frac{6.300 \beta_1 (1-k)}{p-p'} \times \frac{0.85 f'_c}{f_y^2}$$

$$D = \frac{6.300 \times 0.85 (1-0.360) \times 0.85 \times 250}{0.0065 \times 4.200^2} = 6.35$$



DUCTILIDAD

CALCULAR LA DUCTILIDAD DE LA VIGA INDICADA
EL CALCULO SE HARA POR FORMULAS



DATOS:

$$f'_c = 250 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ " "}$$

$$n = 12$$

$$p = 0.0222$$

$$p' = 0.0099$$

$$p+p' = 0.0321$$

1) SE DETERMINARA SI $f'_s \geq f_y$, LO CUAL OCURRIRA SI:

$$p - p' \geq 0.85 \beta_1 \frac{f'_c}{f_y} \left(\frac{d_c}{d} \right) \frac{6.300}{6.300 - f_y}$$

$$p - p' = 0.0222 - 0.0099 = 0.0123$$

$$0.85 \beta_1 \frac{f'_c}{f_y} \left(\frac{d_c}{d} \right) \frac{6.300}{6.300 - f_y} = 0.85^2 \times \frac{250}{4.200} \times \frac{5}{60} \times \frac{6.300}{6.300 + 4.200} = 0.00215 < 0.0123$$

POR TANTO $f'_s \geq f_y$ Y SE TOMARA $f'_s = 4.200 \text{ Kg/cm}^2$

2) CALCULO DE α

COMO $f'_s \geq f_y$ PUEDE CALCULARSE α POR LA EXPRESION

$$\alpha = \frac{(p-p') d f_y}{0.85 f'_c} = \frac{0.0123 \times 60 \times 4.200}{0.85 \times 250} = 14.59$$

3) CALCULO DE ϕ_u

$$\phi_u = \frac{0.003 \beta_1}{\alpha} = \frac{0.003 \times 0.85}{14.59} = 0.0001748$$

4) CALCULO DE K

$$K = \sqrt{(\rho - \rho') n^2 + \left(\rho + \rho' \frac{d_e}{d} \right) n} - (\rho + \rho') n$$

$$K = \sqrt{0.0321^2 \times 12^2 + 2 \left(0.0222 + 0.0099 \frac{5}{12} \right) 12} - 0.0321 \times 12$$

$$K = 0.4181$$

5) CALCULO DE ϕ_y

$$\phi_y = \frac{E_y}{d(1-K)} = \frac{0.002}{60(1-0.4520)} = 0.0000608$$

6) CALCULO DE LA DUCTILIDAD

$$D = \frac{\phi_u}{\phi_y} = \frac{0.0001748}{0.0000608} = 3.05$$

SE OBSERVA QUE LA DUCTILIDAD ES MUY BAJA, ESTO SE DEBE A QUE SE USO UN PORCENTAJE DE ACERO MUY ALTO. -

CAPÍTULO

5

*Diseño de Secciones
Sometidas a Flexo-Compresión*





ASPECTOS GENERALES

Los elementos sometidos a flexocompresión se han calculado habitualmente por medio de diagramas de interacción relativamente abundantes en la literatura técnica. En este trabajo se ha incorporado un pequeño grupo de tablas para las columnas más frecuentemente utilizadas, como son las secciones rectangulares con valores de g comprendidas entre 0.6 y 0.9.

Dichas tablas son adimensionales para ampliar su rango de aplicación.

TABLAS

En las tablas siguientes se dan los valores necesarios para diseñar una sección rectangular de concreto armado sometida a flexocompresión.

El método utilizado en la elaboración de las tablas, corresponde a un algoritmo matemático de flexocompresión uniaxial el cual considera las siguientes hipótesis:

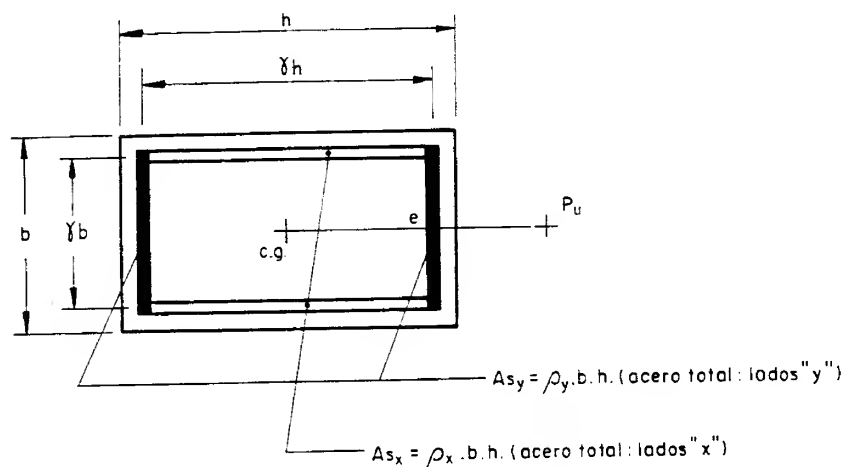
- 1) La sección de concreto siempre se mantiene plana.
- 2) Los momentos últimos están referidos al centro de gravedad de la sección.
- 3) El acero se supone con una distribución continua (laminar) a lo largo de cada cara.
- 4) La deformación unitaria del concreto en el momento de la rotura es igual a 0.003.
- 5) El esfuerzo máximo del acero es igual a f_y . Cuando éste entra en fluencia no se produce mayor esfuerzo.
- 6) El factor de minoración de resistencias (ϕ) es igual a 0.7.
- 7) La compresión máxima que puede alcanzar el concreto es el 80 % de su capacidad a compresión dura.
- 8) El módulo de elasticidad del acero es de 2.100.000 kg/cm².

NOTA:

El único efecto no considerado en el cálculo concierne al desalzo de concreto debido a la penetración de las barras de acero. En consecuencia se efectuó una comparación con las tablas de A.C.I., donde la máxima diferencia encontrada es de un 4.2 % de momento último.



DISTRIBUCIÓN DEL ACERO:



- 1) Se tienen:

$$P_u$$

$$M_u$$

- 2) Se calcula:

$$\gamma_h = \frac{h-2r}{h} ; \quad \gamma_b = \frac{b-2r}{b}$$

$$\mu = \frac{M_u}{f'_c \cdot b \cdot h^2}$$

$$v = \frac{P_u}{f'_c \cdot b \cdot h}$$

NOTA:

Es muy importante tomar el verdadero valor de γ ya que una pequeña variación del mismo puede conducir a un aumento del porcentaje de acero de un 0.5%.

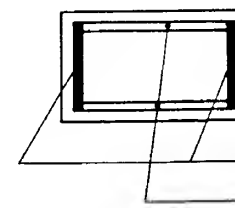
- 3) Se entra a las tablas con los valores de f'_c , f_y y se escoge la relación entre A_{s_x} y A_{s_y} deseada.
- 4) Para valores de μ , v y el valor de γ escogido, se obtiene el porcentaje total de acero ρ .
- 5) Luego: $A_{s_x} = \rho_x \cdot b \cdot h$

$$A_{s_y} = \rho_y \cdot b \cdot h$$



Se incluyen las siguientes tablas correspondientes a los materiales y porcentajes de acero indicadas:

Tabla N°	f'_c kg/cm ²	f_y kg/cm ²	Porcentajes Totales de Acero	
			Lados "x"	Lados "y"
5. 1	200	4200	30 %	70 %
5. 2			40 %	60 %
5. 3			50 %	50 %
5. 4			60 %	40 %
5. 5			70 %	30 %
5. 6	250	4200	30 %	70 %
5. 7			40 %	60 %
5. 8			50 %	50 %
5. 9			60 %	40 %
5.10			70 %	30 %
5.11	300	4200	30 %	70 %
5.12			40 %	60 %
5.13			50 %	50 %
5.14			60 %	40 %
5.15			70 %	30 %
5.16	350	4200	30 %	70 %
5.17			40 %	60 %
5.18			50 %	50 %
5.19			60 %	40 %
5.20			70 %	30 %



P	γ	Valores de $\gamma = \frac{P_u}{f_c' b h}$																
		0.00	0.05	0.10	0.15	0.20	0.25	0.30	0.35	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80	0.90	1.00	1.10	1.20
		TABLA 5.1																
1.0	0.6	.055	.070	.083	.094	.102	.105	.103	.100	.095	.079	---	---	---	---	---	---	---
	0.7	.058	.075	.089	.101	.109	.114	.111	.106	.100	.082	---	---	---	---	---	---	---
	0.8	.061	.080	.096	.108	.116	.120	.116	.110	.103	.086	---	---	---	---	---	---	---
	0.9	.066	.086	.102	.114	.122	.127	.127	.120	.112	.091	---	---	---	---	---	---	---
1.5	0.6	.077	.091	.103	.112	.119	.120	.118	.115	.110	.095	.073	---	---	---	---	---	---
	0.7	.083	.098	.112	.123	.131	.135	.131	.125	.118	.101	.077	---	---	---	---	---	---
	0.8	.090	.107	.122	.133	.141	.144	.142	.135	.127	.108	.082	---	---	---	---	---	---
	0.9	.098	.117	.132	.143	.150	.154	.155	.146	.137	.115	.087	---	---	---	---	---	---
2.0	0.6	.098	.111	.121	.130	.136	.136	.133	.129	.125	.111	.091	.064	---	---	---	---	---
	0.7	.107	.122	.134	.144	.152	.155	.150	.144	.136	.120	.098	.069	---	---	---	---	---
	0.8	.118	.134	.149	.159	.165	.168	.166	.162	.158	.149	.129	.105	.074	---	---	---	---
	0.9	.130	.147	.161	.171	.178	.181	.182	.172	.162	.140	.113	.079	---	---	---	---	---
2.5	0.6	.118	.130	.139	.147	.153	.152	.148	.144	.140	.126	.108	.085	---	---	---	---	---
	0.7	.131	.145	.156	.166	.173	.176	.171	.163	.155	.138	.118	.092	---	---	---	---	---
	0.8	.146	.161	.175	.184	.190	.192	.190	.181	.171	.151	.128	.099	---	---	---	---	---
	0.9	.162	.177	.190	.206	.213	.209	.209	.199	.188	.164	.138	.107	---	---	---	---	---
3.0	0.6	.138	.148	.157	.165	.170	.168	.164	.160	.155	.141	.125	.103	.076	---	---	---	---
	0.7	.154	.167	.178	.187	.194	.197	.191	.183	.174	.157	.137	.113	.083	---	---	---	---
	0.8	.173	.188	.201	.209	.214	.216	.214	.204	.194	.173	.150	.123	.090	---	---	---	---
	0.9	.192	.207	.219	.228	.233	.236	.236	.226	.214	.190	.163	.134	.096	---	---	---	---
3.5	0.6	.157	.167	.175	.182	.187	.184	.180	.175	.170	.157	.140	.121	.097	---	---	---	---
	0.7	.178	.190	.200	.209	.216	.218	.211	.203	.194	.176	.156	.133	.106	---	---	---	---
	0.8	.200	.215	.226	.234	.238	.240	.238	.227	.217	.195	.172	.146	.116	---	---	---	---
	0.9	.223	.237	.248	.256	.261	.263	.263	.253	.241	.215	.189	.160	.127	---	---	---	---
4.0	0.6	.176	.185	.193	.199	.204	.200	.195	.190	.185	.173	.156	.138	.116	.089	---	---	---
	0.7	.200	.212	.222	.230	.237	.238	.232	.223	.214	.195	.175	.153	.128	.097	---	---	---
	0.8	.227	.241	.251	.258	.263	.264	.262	.251	.240	.218	.194	.169	.142	.112	.101	---	---
	0.9	.253	.266	.276	.284	.288	.290	.290	.280	.267	.241	.215	.186	.154	.118	.128	.142	.142
5.0	0.6	.213	.221	.228	.233	.237	.232	.227	.221	.216	.205	.188	.170	.151	.128	.101	---	---
	0.7	.245	.256	.265	.273	.279	.280	.273	.263	.253	.234	.214	.192	.169	.142	.112	---	---
	0.8	.281	.293	.302	.308	.311	.312	.310	.299	.287	.264	.240	.215	.187	.158	.124	---	---
	0.9	.312	.324	.333	.339	.343	.345	.344	.335	.321	.294	.267	.238	.207	.174	.137	.140	.140
6.0	0.6	.249	.256	.262	.267	.269	.264	.258	.253	.247	.236	.220	.203	.184	.163	.140	.113	---
	0.7	.290	.300	.309	.316	.321	.321	.314	.304	.294	.273	.253	.231	.208	.184	.157	.126	---
	0.8	.334	.344	.352	.357	.360	.360	.359	.347	.335	.310	.286	.260	.234	.205	.175	.141	---
	0.9	.371	.381	.389	.395	.398	.399	.398	.389	.376	.348	.319	.290	.260	.228	.194	.156	---

p	γ	Valores de $\gamma = \frac{P_u}{f_c b h}$																
		0.00	0.05	0.10	0.15	0.20	0.25	0.30	0.35	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80	0.90	1.00	1.10	1.20
		TABLA 5.2																
1.0	0.6	.055	.070	.082	.092	.099	.102	.100	.098	.093	.078	---	---	---	---	---	---	---
	0.7	.058	.074	.088	.099	.107	.111	.108	.104	.098	.081	---	---	---	---	---	---	---
	0.8	.061	.079	.094	.105	.113	.117	.116	.110	.104	.085	---	---	---	---	---	---	---
	0.9	.066	.085	.100	.111	.119	.123	.123	.117	.109	.089	---	---	---	---	---	---	---
1.5	0.6	.077	.090	.101	.109	.115	.116	.114	.111	.107	.093	.072	---	---	---	---	---	---
	0.7	.082	.097	.109	.119	.126	.130	.126	.121	.115	.099	.075	---	---	---	---	---	---
	0.8	.089	.105	.119	.129	.136	.139	.137	.131	.123	.105	.080	---	---	---	---	---	---
	0.9	.097	.114	.128	.138	.145	.146	.149	.141	.132	.112	.085	---	---	---	---	---	---
2.0	0.6	.097	.108	.118	.126	.131	.131	.128	.125	.120	.107	.089	.063	---	---	---	---	---
	0.7	.106	.119	.131	.140	.146	.149	.144	.138	.132	.116	.095	.067	---	---	---	---	---
	0.8	.116	.131	.144	.153	.159	.161	.159	.152	.144	.125	.102	.072	---	---	---	---	---
	0.9	.128	.143	.156	.165	.171	.174	.173	.165	.156	.135	.109	.077	---	---	---	---	---
2.5	0.6	.116	.127	.135	.142	.146	.146	.142	.139	.134	.122	.105	.083	---	---	---	---	---
	0.7	.129	.141	.151	.160	.166	.168	.163	.156	.149	.133	.114	.089	---	---	---	---	---
	0.8	.143	.157	.169	.176	.181	.183	.181	.173	.164	.146	.124	.096	---	---	---	---	---
	0.9	.158	.172	.183	.191	.196	.199	.198	.190	.180	.158	.134	.104	---	---	---	---	---
3.0	0.6	.135	.144	.152	.158	.162	.160	.156	.152	.148	.136	.120	.100	.074	---	---	---	---
	0.7	.151	.162	.172	.180	.185	.187	.182	.174	.167	.151	.132	.109	.081	---	---	---	---
	0.8	.169	.183	.193	.200	.204	.206	.203	.195	.185	.166	.145	.119	.088	---	---	---	---
	0.9	.187	.200	.210	.217	.222	.224	.223	.215	.205	.182	.158	.129	.095	---	---	---	---
3.5	0.6	.152	.161	.168	.174	.177	.175	.171	.167	.162	.150	.135	.117	.094	---	---	---	---
	0.7	.173	.183	.192	.200	.205	.206	.200	.193	.185	.168	.150	.129	.103	---	---	---	---
	0.8	.195	.208	.216	.223	.226	.228	.226	.216	.207	.187	.165	.141	.112	---	---	---	---
	0.9	.215	.227	.237	.244	.248	.249	.249	.241	.229	.206	.182	.154	.122	---	---	---	---
4.0	0.6	.170	.178	.185	.189	.193	.189	.185	.181	.176	.165	.150	.133	.112	.086	---	---	---
	0.7	.194	.204	.213	.220	.224	.225	.219	.211	.203	.186	.168	.147	.123	.095	---	---	---
	0.8	.220	.232	.240	.246	.249	.250	.248	.238	.228	.216	.206	.186	.160	.134	---	---	---
	0.9	.244	.255	.263	.270	.273	.275	.274	.266	.255	.231	.206	.179	.148	.114	---	---	---
5.0	0.6	.204	.211	.217	.221	.223	.218	.214	.209	.204	.194	.179	.163	.145	.123	.096	---	---
	0.7	.236	.245	.253	.259	.263	.263	.257	.248	.240	.222	.203	.184	.162	.137	.108	---	---
	0.8	.271	.280	.287	.291	.294	.294	.293	.283	.272	.251	.229	.205	.180	.152	.123	.095	---
	0.9	.299	.309	.316	.321	.324	.325	.324	.318	.305	.280	.254	.228	.199	.167	.132	.103	---
6.0	0.6	.237	.243	.248	.252	.253	.248	.243	.238	.233	.222	.208	.193	.175	.156	.135	.109	---
	0.7	.278	.286	.293	.298	.301	.301	.301	.286	.277	.258	.240	.220	.199	.176	.151	.122	---
	0.8	.320	.327	.333	.337	.339	.339	.337	.327	.316	.294	.271	.248	.223	.197	.166	.136	---
	0.9	.354	.362	.369	.373	.375	.375	.374	.369	.356	.330	.304	.277	.249	.219	.186	.150	---

ρ	γ	Valores de $\nu = \frac{P_u}{f_c b h}$																TABLA 5.3			
		0.00	0.05	0.10	0.15	0.20	0.25	0.30	0.35	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80	0.90	1.00	1.10	1.20			
1.0	0.6	.055	.070	.081	.090	.097	.099	.098	.096	.091	.076	---	---	---	---	---	---	---			
	0.7	.058	.073	.086	.096	.104	.107	.105	.101	.086	.080	---	---	---	---	---	---	---			
	0.8	.061	.078	.092	.103	.110	.113	.112	.107	.101	.087	---	---	---	---	---	---	---			
	0.9	.065	.083	.097	.108	.115	.119	.120	.114	.107	---	---	---	---	---	---	---	---			
1.5	0.6	.076	.088	.098	.106	.111	.112	.111	.108	.104	.091	.070	---	---	---	---	---	---			
	0.7	.082	.095	.107	.116	.122	.125	.122	.117	.111	.096	.078	---	---	---	---	---	---			
	0.8	.088	.103	.116	.125	.131	.134	.132	.126	.119	.102	.082	---	---	---	---	---	---			
	0.9	.096	.111	.124	.133	.139	.143	.142	.136	.128	.109	.082	---	---	---	---	---	---			
2.0	0.6	.095	.106	.115	.121	.126	.126	.123	.120	.116	.104	.087	.062	---	---	---	---	---			
	0.7	.104	.116	.127	.135	.140	.142	.138	.133	.127	.113	.093	.066	---	---	---	---	---			
	0.8	.114	.128	.139	.147	.152	.154	.152	.145	.138	.121	.099	.070	---	---	---	---	---			
	0.9	.125	.139	.150	.158	.163	.166	.165	.158	.150	.130	.106	.075	---	---	---	---	---			
2.5	0.6	.114	.123	.130	.136	.140	.139	.136	.133	.129	.117	.102	.081	---	---	---	---	---			
	0.7	.126	.137	.146	.153	.158	.159	.155	.149	.143	.129	.119	.093	---	---	---	---	---			
	0.8	.139	.152	.162	.169	.173	.174	.173	.165	.157	.140	.119	.093	---	---	---	---	---			
	0.9	.153	.165	.175	.183	.187	.189	.188	.182	.172	.152	.129	.100	---	---	---	---	---			
3.0	0.6	.131	.139	.146	.151	.154	.152	.149	.145	.142	.130	.116	.097	.073	---	---	---	---			
	0.7	.147	.157	.165	.172	.176	.177	.172	.166	.159	.145	.127	.106	.079	---	---	---	---			
	0.8	.164	.176	.184	.190	.194	.195	.193	.185	.177	.159	.139	.115	.085	---	---	---	---			
	0.9	.180	.192	.201	.207	.211	.212	.211	.205	.195	.174	.151	.125	.092	---	---	---	---			
3.5	0.6	.147	.155	.161	.165	.168	.166	.162	.158	.154	.143	.130	.113	.091	---	---	---	---			
	0.7	.167	.176	.184	.190	.194	.194	.189	.182	.175	.161	.144	.124	.108	---	---	---	---			
	0.8	.188	.199	.206	.211	.214	.215	.214	.205	.196	.178	.159	.136	.108	---	---	---	---			
	0.9	.207	.217	.225	.231	.235	.236	.235	.228	.218	.197	.174	.148	.118	---	---	---	---			
4.0	0.6	.164	.170	.176	.180	.182	.179	.175	.171	.167	.157	.143	.127	.108	.083	---	---	---			
	0.7	.187	.196	.203	.208	.211	.212	.206	.199	.192	.177	.160	.141	.124	.091	.119	---	---			
	0.8	.212	.221	.228	.232	.235	.236	.234	.225	.216	.198	.178	.156	.130	.100	.110	---	---			
	0.9	.233	.243	.250	.255	.258	.259	.258	.252	.241	.219	.196	.171	.143	.110	.110	---	---			
5.0	0.6	.195	.200	.205	.208	.209	.205	.201	.197	.192	.183	.170	.155	.138	.119	.094	.094	---			
	0.7	.226	.234	.240	.244	.247	.246	.241	.233	.226	.210	.193	.175	.155	.132	.104	.104	---			
	0.8	.258	.265	.271	.274	.276	.274	.266	.257	.247	.230	.217	.196	.172	.146	.115	.115	---			
	0.9	.285	.293	.303	.305	.306	.304	.297	.288	.279	.265	.242	.217	.190	.161	.127	.127	---			
6.0	0.6	.225	.230	.234	.236	.236	.232	.227	.223	.218	.209	.197	.182	.167	.149	.129	.129	.105			
	0.7	.264	.271	.276	.280	.282	.281	.276	.268	.260	.243	.226	.209	.189	.168	.145	.145	.117			
	0.8	.303	.309	.313	.316	.317	.317	.315	.307	.297	.277	.257	.235	.213	.188	.161	.161	.131			
	0.9	.336	.342	.348	.351	.352	.352	.350	.347	.336	.312	.288	.263	.237	.209	.178	.178	.144			

ρ	γ	Valores de $\nu = \frac{P_u}{f_c b h}$																TABLA 5.4			
		0.00	0.05	0.10	0.15	0.20	0.25	0.30	0.35	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80	0.90	1.00	1.10	1.20			
1.0	0.6	.055	.069	.080	.089	.094	.097	.096	.094	.090	.075	---	---	---	---	---	---	---			
	0.7	.057	.072	.085	.094	.101	.104	.102	.099	.094	.078	---	---	---	---	---	---	---			
	0.8	.060	.077	.090	.100	.106	.110	.109	.104	.099	.081	---	---	---	---	---	---	---			
1.5	0.6	.064	.081	.095	.105	.112	.115	.115	.110	.104	.085	---	---	---	---	---	---	---			
	0.7	.075	.087	.096	.103	.108	.109	.107	.105	.101	.089	.069	---	---	---	---	---	---			
	0.8	.080	.093	.104	.112	.117	.120	.117	.113	.108	.094	.072	---	---	---	---	---	---			
2.0	0.6	.086	.101	.112	.121	.126	.128	.127	.122	.115	.099	.076	---	---	---	---	---	---			
	0.7	.093	.108	.120	.128	.134	.137	.136	.131	.123	.105	.080	---	---	---	---	---	---			
	0.8	.094	.103	.111	.117	.120	.120	.118	.116	.112	.101	.085	.060	---	---	---	---	---			
2.5	0.6	.103	.113	.122	.129	.134	.135	.132	.127	.122	.109	.090	.064	---	---	---	---	---			
	0.7	.111	.124	.134	.141	.145	.147	.145	.139	.133	.117	.096	.068	---	---	---	---	---			
	0.8	.112	.134	.144	.151	.156	.158	.157	.151	.144	.126	.103	.072	---	---	---	---	---			
3.0	0.6	.121	.134	.144	.151	.156	.158	.157	.151	.144	.126	.103	.072	---	---	---	---	---			
	0.7	.126	.139	.144	.146	.146	.144	.141	.138	.135	.125	.112	.094	.071	---	---	---	---			
	0.8	.134	.144	.146	.146	.146	.144	.141	.138	.135	.125	.112	.094	.071	---	---	---	---			
3.5	0.6	.147	.158	.167	.174	.178	.179	.178	.173	.164	.146	.124	.097	---	---	---	---	---			
	0.7	.158	.168	.175	.180	.183	.184	.182	.175	.168	.152	.134	.111	.082	---	---	---	---			
	0.8	.168	.178	.184	.189	.191	.196	.199	.194	.185	.166	.145	.120	.089	---	---	---	---			
4.0	0.6	.172	.183	.191	.196	.200	.201	.201	.194	.185	.166	.145	.120	.089	---	---	---	---			
	0.7	.183	.191	.196	.199	.200	.202	.203	.201	.194	.186	.170	.152	.130	.104	.088	---	---			
	0.8	.189	.195	.200	.202	.202	.203	.203	.201	.194	.186	.170	.152	.130	.104	.088	---	---			
5.0	0.6	.197	.207	.214	.219	.221	.221	.221	.216	.206	.187	.166	.142	.113	.088	---	---	---			
	0.7	.207	.214	.219	.221	.221	.222	.221	.216	.206	.187	.166	.142	.113	.088	---	---	---			
	0.8	.214	.221	.225	.228	.228	.228	.228	.228	.228	.228	.228	.228	.228	.228	.228	.228	.228			
6.0	0.6	.222	.230	.236	.241	.243	.243	.243	.242	.237	.228	.208	.187	.163	.137	.105	---	---			
	0.7	.230	.236	.241	.243	.243	.243	.242	.237	.228	.208	.187	.163	.137	.105	---	---	---			
	0.8	.236	.241	.243	.243	.243	.243	.242	.237	.228	.208	.187	.163	.137	.105	---	---	---			
7.0	0.6	.241	.244	.245	.245	.245	.245	.245	.245	.245	.245	.245	.245	.245	.245	.245	.245	.245			
	0.7	.244	.245	.245	.245	.245	.245	.245	.245	.245	.245	.245	.245	.245	.245	.245	.245	.245			
	0.8	.245	.245	.245	.245	.245	.245	.245	.245	.245	.245	.245	.245	.245	.245	.245	.245	.245			
8.0	0.6	.245	.245	.245	.245	.245	.245	.245	.245	.245	.245	.245	.245	.245	.245	.245	.245	.245			
	0.7	.245	.245	.245	.245	.245	.245	.245	.245	.245	.245	.245	.245	.245	.245	.245	.245	.245			
	0.8	.245	.245	.245	.245	.245	.245	.245	.245	.245	.245	.245	.245	.245	.245	.245	.245	.245			
9.0	0.6	.245	.245	.245	.245	.245	.245	.245	.245	.245	.245	.245	.245	.245	.245	.245	.245	.245			
	0.7	.245	.245	.245	.245	.245	.245	.245	.245	.245	.245	.245	.245	.245	.245	.245	.245	.245			
	0.8	.245	.245	.245	.245	.245	.245	.245	.245	.245	.245	.245	.245	.245	.245	.245	.245	.245			
10.0	0.6	.245	.245	.245	.245	.245	.245	.245	.245	.245	.245	.245	.245	.245	.245	.245	.245	.245			
	0.7	.245	.245	.245	.245	.245	.245	.245	.245	.245	.245	.245	.245	.245	.245	.245	.245	.245			
	0.8	.245	.245	.245	.245	.245	.245	.245	.245	.245	.245	.245	.245	.245	.245	.245	.245	.245			

ρ	γ	Valores de $\lambda = \frac{P_u}{f_c b h}$																		
		0.00	0.05	0.10	0.15	0.20	0.25	0.30	0.35	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80	0.90	1.00	1.10	1.20	TABLA 5.5	
1.0	0.6	.055	.068	.079	.087	.092	.094	.093	.091	.088	.074	---	---	---	---	---	---	---	---	
	0.7	.060	.071	.083	.092	.098	.101	.099	.096	.092	.077	---	---	---	---	---	---	---	---	
	0.8	.067	.075	.088	.097	.103	.106	.105	.101	.096	.080	---	---	---	---	---	---	---	---	
1.5	0.9	.063	.079	.092	.102	.108	.111	.111	.107	.101	.083	---	---	---	---	---	---	---	---	
	0.6	.075	.085	.094	.100	.104	.105	.103	.101	.098	.087	.068	---	---	---	---	---	---	---	
	0.7	.079	.091	.101	.108	.113	.115	.112	.109	.105	.092	.071	---	---	---	---	---	---	---	
2.0	0.8	.085	.098	.108	.116	.121	.123	.122	.117	.112	.097	.074	---	---	---	---	---	---	---	
	0.9	.091	.104	.115	.123	.128	.131	.130	.125	.119	.102	.078	---	---	---	---	---	---	---	
	0.6	.092	.100	.107	.112	.115	.115	.113	.111	.108	.098	.083	.059	---	---	---	---	---	---	
2.5	0.7	.099	.109	.118	.124	.128	.129	.126	.122	.117	.105	.088	.062	---	---	---	---	---	---	
	0.8	.108	.119	.128	.134	.138	.140	.138	.133	.127	.113	.093	.066	---	---	---	---	---	---	
	0.9	.116	.128	.138	.144	.149	.150	.149	.144	.137	.121	.099	.070	---	---	---	---	---	---	
3.0	0.6	.107	.115	.120	.124	.127	.126	.124	.121	.118	.109	.096	.076	---	---	---	---	---	---	
	0.7	.118	.127	.134	.139	.142	.143	.140	.135	.130	.119	.103	.082	---	---	---	---	---	---	
	0.8	.130	.140	.147	.153	.156	.156	.155	.149	.143	.129	.111	.087	---	---	---	---	---	---	
3.5	0.9	.141	.151	.159	.165	.169	.170	.168	.163	.156	.139	.119	.093	---	---	---	---	---	---	
	0.6	.122	.128	.133	.136	.138	.136	.134	.131	.128	.119	.108	.091	.068	---	---	---	---	---	
	0.7	.136	.144	.150	.154	.157	.157	.153	.149	.143	.132	.118	.099	.074	---	---	---	---	---	
4.0	0.8	.151	.160	.166	.170	.173	.173	.171	.166	.159	.145	.128	.107	.079	---	---	---	---	---	
	0.9	.164	.174	.181	.186	.188	.189	.188	.183	.175	.158	.139	.115	.085	---	---	---	---	---	
	0.6	.136	.141	.145	.148	.149	.147	.144	.141	.138	.130	.119	.105	.085	---	---	---	---	---	
4.5	0.7	.153	.160	.165	.169	.171	.171	.167	.162	.157	.145	.131	.114	.093	---	---	---	---	---	
	0.8	.171	.179	.184	.188	.190	.190	.188	.182	.175	.161	.144	.125	.100	---	---	---	---	---	
	0.9	.187	.195	.202	.206	.208	.208	.207	.203	.194	.177	.158	.135	.109	---	---	---	---	---	
5.0	0.6	.149	.154	.157	.159	.160	.158	.155	.152	.148	.140	.130	.117	.100	.078	---	---	---	---	
	0.7	.170	.176	.181	.184	.185	.185	.181	.176	.170	.158	.145	.129	.110	.085	---	---	---	---	
	0.8	.191	.198	.202	.205	.207	.207	.205	.199	.192	.177	.161	.142	.120	.093	---	---	---	---	
5.5	0.9	.210	.217	.222	.226	.228	.228	.226	.222	.214	.196	.177	.155	.130	.101	---	---	---	---	
	0.6	.174	.178	.180	.182	.182	.179	.175	.172	.169	.161	.151	.140	.126	.109	.097	---	---	---	
	0.7	.202	.207	.211	.213	.214	.213	.209	.203	.197	.185	.172	.157	.141	.121	.096	---	---	---	
6.0	0.8	.229	.234	.238	.240	.241	.240	.238	.232	.225	.210	.193	.176	.156	.133	.106	---	---	---	
	0.9	.253	.259	.263	.266	.267	.267	.264	.261	.253	.235	.215	.195	.172	.146	.116	---	---	---	
	0.6	.199	.202	.203	.204	.203	.200	.196	.193	.189	.182	.173	.162	.149	.135	.118	.096	---	---	
6.5	0.7	.233	.237	.241	.242	.242	.241	.237	.231	.225	.212	.199	.185	.170	.152	.132	.107	---	---	
	0.8	.266	.270	.273	.274	.275	.274	.271	.266	.259	.243	.226	.209	.190	.170	.146	.119	---	---	
	0.9	.296	.300	.304	.306	.306	.305	.303	.299	.293	.274	.254	.233	.212	.188	.161	.131	---	---	

ρ	γ	Valores de $\lambda = \frac{P_u}{f_c b h}$																		
		TABLA 5.6																		
		0.00	0.05	0.10	0.15	0.20	0.25	0.30	0.35	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80	0.90	1.00	1.10	1.20		
1.0	0.6	.046	.062	.075	.087	.095	.098	.097	.094	.089	.072	---	---	---	---	---	---	---		
1.0	0.7	.048	.065	.080	.092	.101	.106	.103	.099	.093	.074	---	---	---	---	---	---	---		
1.0	0.8	.050	.069	.085	.098	.106	.111	.110	.105	.098	.077	---	---	---	---	---	---	---		
1.0	0.9	.053	.074	.090	.103	.111	.116	.117	.110	.102	.081	---	---	---	---	---	---	---		
1.5	0.6	.064	.079	.091	.101	.108	.111	.109	.106	.101	.085	.061	---	---	---	---	---	---		
1.5	0.7	.068	.084	.098	.109	.118	.122	.119	.114	.107	.090	.064	---	---	---	---	---	---		
1.5	0.8	.073	.091	.106	.118	.126	.130	.128	.122	.114	.095	.067	---	---	---	---	---	---		
1.5	0.9	.079	.099	.114	.125	.133	.138	.138	.130	.122	.100	.071	---	---	---	---	---	---		
2.0	0.6	.082	.095	.106	.115	.122	.124	.121	.118	.113	.098	.077	---	---	---	---	---	---		
2.0	0.7	.088	.103	.116	.127	.135	.139	.135	.128	.122	.105	.081	---	---	---	---	---	---		
2.0	0.8	.096	.113	.127	.138	.146	.149	.147	.140	.131	.112	.086	---	---	---	---	---	---		
2.0	0.9	.105	.123	.137	.148	.156	.160	.160	.151	.142	.120	.092	---	---	---	---	---	---		
2.5	0.6	.098	.111	.121	.130	.136	.136	.133	.129	.125	.111	.091	.064	---	---	---	---	---		
2.5	0.7	.107	.122	.134	.144	.152	.155	.150	.144	.136	.120	.098	.069	---	---	---	---	---		
2.5	0.8	.118	.134	.149	.159	.165	.168	.166	.158	.149	.129	.105	.074	---	---	---	---	---		
2.5	0.9	.130	.147	.161	.171	.178	.181	.182	.172	.162	.140	.113	.079	---	---	---	---	---		
3.0	0.6	.114	.126	.136	.144	.150	.149	.145	.141	.137	.123	.105	.081	---	---	---	---	---		
3.0	0.7	.126	.140	.152	.162	.169	.172	.167	.159	.151	.134	.114	.087	---	---	---	---	---		
3.0	0.8	.140	.156	.170	.179	.185	.188	.185	.176	.167	.147	.123	.094	---	---	---	---	---		
3.0	0.9	.156	.171	.184	.194	.200	.203	.203	.193	.183	.159	.133	.101	---	---	---	---	---		
3.5	0.6	.130	.141	.150	.158	.163	.162	.158	.154	.149	.135	.118	.096	.068	---	---	---	---		
3.5	0.7	.145	.158	.170	.179	.186	.189	.183	.175	.167	.149	.129	.104	.073	---	---	---	---		
3.5	0.8	.162	.177	.190	.199	.204	.207	.204	.195	.185	.164	.141	.113	.080	---	---	---	---		
3.5	0.9	.180	.195	.207	.216	.222	.225	.225	.215	.203	.180	.153	.123	.087	---	---	---	---		
4.0	0.6	.145	.156	.165	.172	.177	.175	.170	.166	.161	.148	.131	.111	.085	---	---	---	---		
4.0	0.7	.164	.176	.187	.196	.203	.205	.199	.191	.182	.164	.144	.121	.092	---	---	---	---		
4.0	0.8	.184	.199	.211	.219	.224	.226	.223	.213	.203	.182	.159	.132	.101	---	---	---	---		
4.0	0.9	.205	.219	.230	.239	.244	.247	.246	.236	.225	.200	.174	.144	.113	---	---	---	---		
5.0	0.6	.176	.185	.193	.199	.204	.200	.195	.190	.185	.173	.156	.138	.116	.089	---	---	---		
5.0	0.7	.200	.212	.222	.230	.237	.238	.232	.223	.214	.195	.175	.153	.128	.097	---	---	---		
5.0	0.8	.227	.241	.251	.258	.263	.264	.262	.251	.240	.218	.194	.169	.140	.107	---	---	---		
5.0	0.9	.253	.266	.276	.284	.288	.290	.290	.280	.267	.241	.215	.186	.154	.118	---	---	---		
6.0	0.6	.205	.214	.221	.227	.230	.225	.220	.215	.210	.198	.182	.164	.144	.120	.092	---	---		
6.0	0.7	.236	.247	.257	.265	.270	.271	.264	.255	.245	.226	.206	.184	.161	.134	.102	---	---		
6.0	0.8	.270	.283	.292	.302	.303	.303	.301	.289	.278	.254	.231	.205	.178	.148	.113	---	---		
6.0	0.9	.301	.312	.322	.332	.332	.334	.333	.324	.311	.284	.256	.227	.197	.163	.125	---	---		

ρ	γ	Valores de $\nu = \frac{P_u}{f_c b h}$													TABLA 5.7			
		0.00	0.05	0.10	0.15	0.20	0.25	0.30	0.35	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80	0.90	1.00	1.10	1.20
1.0	0.6	.046	.062	.075	.085	.093	.096	.095	.093	.088	.071	---	---	---	---	---	---	---
	0.7	.048	.064	.079	.090	.099	.103	.101	.101	.097	.073	---	---	---	---	---	---	---
	0.8	.050	.068	.084	.096	.104	.108	.107	.102	.096	.076	---	---	---	---	---	---	---
	0.9	.053	.073	.088	.100	.108	.113	.113	.108	.100	.079	---	---	---	---	---	---	---
1.5	0.6	.064	.078	.090	.099	.106	.108	.106	.103	.099	.084	.060	---	---	---	---	---	---
	0.7	.068	.083	.096	.107	.114	.118	.115	.111	.105	.080	.063	---	---	---	---	---	---
	0.8	.072	.090	.104	.115	.122	.126	.124	.118	.111	.093	.066	---	---	---	---	---	---
	0.9	.079	.097	.111	.122	.129	.133	.134	.126	.118	.090	.069	---	---	---	---	---	---
2.0	0.6	.081	.094	.104	.112	.118	.119	.117	.114	.109	.096	.075	---	---	---	---	---	---
	0.7	.087	.101	.114	.123	.130	.134	.130	.124	.118	.102	.080	---	---	---	---	---	---
	0.8	.095	.111	.124	.134	.140	.144	.140	.134	.127	.109	.084	---	---	---	---	---	---
	0.9	.104	.120	.133	.143	.150	.153	.154	.146	.137	.116	.090	---	---	---	---	---	---
2.5	0.6	.097	.108	.118	.126	.131	.131	.128	.125	.120	.107	.089	.063	---	---	---	---	---
	0.7	.106	.119	.131	.140	.146	.149	.144	.138	.132	.116	.095	.067	---	---	---	---	---
	0.8	.116	.131	.144	.153	.159	.161	.159	.152	.144	.123	.102	.072	---	---	---	---	---
	0.9	.128	.143	.156	.165	.171	.174	.173	.165	.156	.135	.109	.077	---	---	---	---	---
3.0	0.6	.112	.123	.132	.139	.143	.143	.139	.136	.132	.119	.102	.079	---	---	---	---	---
	0.7	.124	.137	.147	.156	.162	.164	.159	.153	.146	.130	.110	.085	---	---	---	---	---
	0.8	.137	.152	.164	.172	.177	.179	.177	.169	.160	.142	.119	.091	---	---	---	---	---
	0.9	.152	.166	.177	.186	.191	.194	.193	.185	.175	.154	.129	.098	---	---	---	---	---
3.5	0.6	.127	.137	.145	.151	.156	.154	.151	.147	.143	.130	.114	.094	.065	---	---	---	---
	0.7	.142	.154	.164	.172	.177	.179	.174	.167	.160	.144	.125	.101	.071	---	---	---	---
	0.8	.159	.172	.183	.190	.195	.197	.195	.186	.177	.158	.136	.110	.077	---	---	---	---
	0.9	.175	.189	.199	.207	.212	.214	.213	.205	.195	.173	.148	.119	.084	---	---	---	---
4.0	0.6	.142	.151	.158	.164	.168	.166	.162	.158	.154	.142	.126	.107	.083	---	---	---	---
	0.7	.160	.171	.180	.188	.193	.194	.189	.182	.174	.158	.139	.117	.090	---	---	---	---
	0.8	.179	.193	.202	.209	.213	.215	.212	.203	.194	.174	.153	.128	.098	---	---	---	---
	0.9	.198	.211	.221	.228	.232	.234	.233	.225	.215	.192	.167	.139	.106	---	---	---	---
5.0	0.6	.170	.178	.185	.189	.193	.189	.185	.181	.176	.165	.150	.133	.112	.086	---	---	---
	0.7	.194	.204	.213	.220	.224	.225	.219	.211	.203	.186	.168	.147	.123	.095	---	---	---
	0.8	.220	.232	.240	.246	.249	.250	.248	.238	.228	.208	.186	.163	.136	.104	---	---	---
	0.9	.244	.255	.263	.270	.273	.275	.274	.266	.255	.231	.206	.179	.148	.114	---	---	---
6.0	0.6	.197	.204	.210	.215	.217	.213	.208	.203	.199	.188	.173	.157	.138	.116	.090	---	---
	0.7	.228	.237	.245	.251	.255	.255	.249	.241	.232	.215	.196	.176	.154	.129	.099	---	---
	0.8	.261	.270	.277	.282	.285	.285	.284	.274	.263	.242	.220	.197	.171	.143	.109	---	---
	0.9	.288	.298	.306	.311	.314	.315	.314	.307	.295	.270	.245	.218	.189	.157	.121	---	---

ρ	γ	Valores de $\nu = \frac{P_u}{f_c b h}$													TABLA 5.8			
		0.00	0.05	0.10	0.15	0.20	0.25	0.30	0.35	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80	0.90	1.00	1.10	1.20
1.0	0.6	.046	.061	.074	.084	.091	.094	.093	.091	.086	.070	---	---	---	---	---	---	---
	0.7	.048	.064	.078	.089	.096	.100	.099	.095	.090	.072	---	---	---	---	---	---	---
	0.8	.050	.067	.082	.094	.101	.105	.104	.100	.094	.075	---	---	---	---	---	---	---
	0.9	.053	.072	.086	.098	.106	.110	.110	.105	.098	.078	---	---	---	---	---	---	---
1.5	0.6	.064	.077	.088	.097	.103	.105	.103	.101	.096	.082	.059	---	---	---	---	---	---
	0.7	.067	.082	.095	.104	.111	.114	.112	.108	.102	.086	.062	---	---	---	---	---	---
	0.8	.072	.088	.102	.112	.118	.121	.120	.115	.108	.091	.068	---	---	---	---	---	---
	0.9	.078	.094	.108	.118	.125	.129	.129	.122	.115	.096	.068	---	---	---	---	---	---
2.0	0.6	.080	.092	.102	.109	.114	.115	.113	.110	.106	.094	.074	---	---	---	---	---	---
	0.7	.086	.100	.111	.119	.126	.128	.125	.120	.114	.100	.078	---	---	---	---	---	---
	0.8	.093	.108	.121	.129	.135	.138	.136	.130	.123	.106	.082	---	---	---	---	---	---
	0.9	.101	.117	.129	.138	.144	.147	.147	.140	.132	.113	.087	---	---	---	---	---	---
2.5	0.6	.095	.106	.115	.121	.126	.126	.123	.120	.116	.104	.087	.062	---	---	---	---	---
	0.7	.104	.116	.127	.135	.140	.142	.138	.133	.127	.113	.093	.066	---	---	---	---	---
	0.8	.114	.128	.139	.147	.152	.154	.152	.145	.138	.121	.099	.070	---	---	---	---	---
	0.9	.125	.139	.150	.158	.163	.166	.165	.158	.150	.130	.106	.075	---	---	---	---	---
3.0	0.6	.110	.120	.127	.133	.137	.136	.133	.130	.126	.115	.099	.077	---	---	---	---	---
	0.7	.121	.133	.142	.149	.155	.156	.152	.146	.140	.125	.107	.083	---	---	---	---	---
	0.8	.134	.147	.157	.164	.169	.170	.168	.161	.153	.136	.115	.089	---	---	---	---	---
	0.9	.147	.160	.170	.178	.182	.184	.184	.177	.168	.148	.124	.095	---	---	---	---	---
3.5	0.6	.124	.133	.140	.145	.148	.147	.144	.140	.137	.125	.111	.091	.064	---	---	---	---
	0.7	.138	.149	.158	.164	.169	.170	.165	.159	.153	.138	.121	.098	.069	---	---	---	---
	0.8	.154	.167	.175	.181	.185	.187	.185	.177	.169	.152	.131	.106	.075	---	---	---	---
	0.9	.169	.181	.190	.197	.201	.203	.202	.195	.186	.165	.142	.115	.081	---	---	---	---
4.0	0.6	.137	.145	.152	.157	.160	.158	.154	.150	.147	.136	.122	.104	.080	---	---	---	---
	0.7	.155	.165	.173	.179	.183	.184	.179	.172	.166	.151	.134	.107	.087	---	---	---	---
	0.8	.174	.185	.193	.199	.202	.203	.201	.193	.185	.167	.143	.119	.097	---	---	---	---
	0.9	.191	.202	.211	.217	.220	.222	.221	.214	.204	.183	.160	.134	.103	---	---	---	---
5.0	0.6	.164	.170	.176	.180	.182	.179	.175	.171	.167	.157	.143	.127	.108	.083	---	---	---
	0.7	.187	.196	.203	.208	.211	.212	.206	.199	.192	.177	.160	.141	.119	.091	---	---	---
	0.8	.212	.221	.228	.232	.235	.236	.234	.225	.216	.198	.178	.156	.130	.100	---	---	---
	0.9	.233	.243	.250	.255	.258	.259	.258	.252	.241	.219	.196	.171	.143	.110	---	---	---
6.0	0.6	.189	.195	.199	.202	.204	.200	.196	.192	.187	.178	.165	.150	.133	.112	.087	---	---
	0.7	.218	.226	.232	.237	.240	.239	.234	.226	.219	.203	.187	.168	.148	.124	.096	---	---
	0.8	.249	.257	.262	.266	.268	.268	.266	.258	.249	.229	.209	.181	.164	.137	.106	---	---
	0.9	.275	.283	.289	.294	.296	.296	.295	.290	.279	.256	.233	.208	.181	.151	.121	---	---

ρ	γ	Valores de $\nu = \frac{P_u}{f_c b h}$																	TABLA 5.9			
		0.00	0.05	0.10	0.15	0.20	0.25	0.30	0.35	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80	0.90	1.00	1.10	1.20				
1.0	0.5	.046	.061	.073	.083	.089	.092	.091	.089	.085	.069	---	---	---	---	---	---					
	0.7	.048	.063	.077	.087	.094	.098	.096	.093	.088	.071	---	---	---	---	---	---					
	0.8	.049	.067	.081	.091	.099	.102	.102	.098	.092	.076	---	---	---	---	---	---					
	0.9	.052	.070	.085	.095	.103	.107	.107	.102	.096	.076	---	---	---	---	---	---					
1.5	0.6	.064	.076	.087	.094	.100	.101	.100	.098	.094	.081	.058	---	---	---	---	---					
	0.7	.067	.081	.092	.101	.107	.110	.108	.104	.100	.085	.061	---	---	---	---	---					
	0.8	.071	.086	.099	.108	.114	.117	.116	.111	.105	.089	.063	---	---	---	---	---					
	0.9	.076	.092	.105	.114	.121	.124	.124	.118	.111	.093	.066	---	---	---	---	---					
2.0	0.6	.079	.090	.099	.106	.110	.111	.109	.107	.103	.091	.072	---	---	---	---	---					
	0.7	.085	.097	.108	.115	.121	.123	.120	.116	.111	.097	.076	---	---	---	---	---					
	0.8	.091	.105	.117	.125	.130	.132	.131	.125	.119	.103	.080	---	---	---	---	---					
	0.9	.099	.113	.124	.133	.138	.141	.141	.135	.127	.109	.085	---	---	---	---	---					
2.5	0.6	.094	.103	.111	.117	.120	.120	.118	.116	.112	.101	.085	.060	---	---	---	---					
	0.7	.102	.113	.122	.129	.134	.135	.132	.127	.122	.109	.090	.064	---	---	---	---					
	0.8	.111	.124	.134	.141	.145	.147	.145	.139	.133	.117	.096	.068	---	---	---	---					
	0.9	.121	.134	.144	.151	.156	.158	.157	.151	.144	.126	.103	.072	---	---	---	---					
3.0	0.6	.107	.116	.123	.128	.131	.130	.127	.125	.121	.111	.096	.075	---	---	---	---					
	0.7	.118	.128	.137	.143	.147	.148	.144	.139	.134	.121	.104	.080	---	---	---	---					
	0.8	.130	.142	.151	.157	.160	.162	.160	.154	.147	.131	.112	.086	---	---	---	---					
	0.9	.142	.154	.163	.169	.174	.175	.174	.168	.160	.142	.120	.092	---	---	---	---					
3.5	0.6	.120	.128	.134	.138	.141	.140	.137	.134	.130	.120	.107	.088	.063	---	---	---					
	0.7	.134	.143	.151	.156	.160	.161	.157	.151	.145	.132	.116	.095	.068	---	---	---					
	0.8	.149	.159	.167	.172	.176	.177	.175	.168	.161	.145	.126	.103	.073	---	---	---					
	0.9	.162	.173	.181	.187	.191	.192	.191	.185	.177	.158	.137	.111	.078	---	---	---					
4.0	0.6	.133	.140	.145	.149	.151	.149	.146	.143	.139	.130	.117	.100	.078	---	---	---					
	0.7	.149	.158	.165	.170	.173	.173	.169	.163	.157	.144	.129	.109	.084	---	---	---					
	0.8	.167	.176	.183	.188	.191	.191	.190	.183	.175	.159	.141	.119	.091	---	---	---					
	0.9	.183	.192	.200	.205	.208	.209	.208	.203	.194	.175	.153	.129	.099	---	---	---					
5.0	0.6	.156	.162	.167	.169	.171	.169	.165	.161	.158	.148	.137	.122	.104	.081	---	---					
	0.7	.179	.186	.192	.196	.198	.198	.194	.188	.181	.168	.153	.135	.114	.088	---	---					
	0.8	.202	.210	.215	.219	.221	.221	.219	.212	.204	.188	.170	.149	.125	.096	---	---					
	0.9	.222	.230	.236	.241	.243	.243	.242	.237	.228	.208	.187	.163	.137	.105	---	---					
6.0	0.6	.179	.184	.188	.190	.191	.187	.184	.180	.176	.167	.156	.143	.127	.108	.083	---					
	0.7	.207	.214	.219	.223	.224	.223	.219	.212	.205	.192	.177	.160	.141	.119	.092	---					
	0.8	.236	.242	.247	.250	.251	.251	.249	.242	.234	.216	.198	.179	.157	.131	.101	---					
	0.9	.260	.267	.272	.276	.278	.278	.276	.272	.262	.242	.220	.198	.172	.144	.111	---					

ρ	γ	Valores de $\nu = \frac{P_u}{f_c b h}$																	TABLA 5.10			
		0.00	0.05	0.10	0.15	0.20	0.25	0.30	0.35	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80	0.90	1.00	1.10	1.20				
1.0	0.6	.046	.061	.072	.081	.087	.090	.089	.088	.084	.068	---	---	---	---	---	---	---				
	0.7	.047	.063	.076	.085	.092	.095	.094	.091	.087	.070	---	---	---	---	---	---	---				
	0.8	.049	.066	.079	.089	.096	.099	.098	.095	.090	.073	---	---	---	---	---	---	---				
	0.9	.052	.069	.083	.093	.100	.104	.104	.100	.094	.075	---	---	---	---	---	---	---				
1.5	0.6	.063	.075	.085	.092	.097	.098	.097	.095	.092	.079	.057	---	---	---	---	---	---				
	0.7	.066	.079	.090	.098	.104	.106	.105	.101	.097	.083	.059	---	---	---	---	---	---				
	0.8	.070	.084	.096	.105	.110	.113	.112	.108	.102	.087	.062	---	---	---	---	---	---				
	0.9	.074	.089	.101	.110	.116	.119	.119	.114	.108	.091	.065	---	---	---	---	---	---				
2.0	0.6	.078	.088	.096	.102	.106	.107	.105	.103	.100	.089	.071	---	---	---	---	---	---				
	0.7	.083	.095	.104	.111	.116	.117	.115	.112	.107	.094	.074	---	---	---	---	---	---				
	0.8	.089	.102	.112	.120	.124	.126	.125	.120	.115	.100	.070	---	---	---	---	---	---				
	0.9	.096	.109	.120	.128	.133	.135	.134	.129	.122	.106	.082	---	---	---	---	---	---				
2.5	0.6	.092	.100	.107	.112	.115	.115	.113	.111	.108	.098	.083	.059	---	---	---	---	---				
	0.7	.099	.109	.118	.124	.128	.129	.126	.122	.117	.105	.088	.062	---	---	---	---	---				
	0.8	.108	.119	.128	.134	.138	.140	.138	.133	.127	.113	.093	.066	---	---	---	---	---				
	0.9	.116	.128	.138	.144	.149	.150	.149	.144	.137	.121	.099	.070	---	---	---	---	---				
3.0	0.6	.104	.112	.118	.122	.124	.124	.121	.119	.116	.107	.093	.073	---	---	---	---	---				
	0.7	.114	.123	.131	.136	.139	.140	.137	.132	.128	.116	.100	.078	---	---	---	---	---				
	0.8	.126	.136	.144	.149	.152	.153	.152	.146	.140	.126	.107	.083	---	---	---	---	---				
	0.9	.136	.147	.155	.161	.165	.166	.165	.160	.152	.136	.115	.089	---	---	---	---	---				
3.5	0.6	.116	.123	.128	.131	.133	.132	.130	.127	.124	.115	.103	.085	.061	---	---	---	---				
	0.7	.129	.137	.144	.148	.151	.151	.148	.143	.138	.127	.112	.092	.065	---	---	---	---				
	0.8	.143	.152	.159	.163	.166	.166	.165	.159	.153	.138	.121	.099	.070	---	---	---	---				
	0.9	.155	.165	.172	.177	.180	.181	.180	.175	.167	.151	.131	.106	.076	---	---	---	---				
4.0	0.6	.127	.133	.138	.141	.142	.141	.138	.135	.132	.124	.112	.097	.075	---	---	---	---				
	0.7	.143	.150	.156	.160	.162	.162	.159	.154	.149	.137	.123	.105	.081	---	---	---	---				
	0.8	.159	.167	.173	.177	.180	.180	.178	.172	.166	.151	.134	.114	.088	---	---	---	---				
	0.9	.174	.182	.189	.194	.196	.197	.195	.191	.183	.166	.146	.123	.095	---	---	---	---				
5.0	0.6	.149	.154	.157	.159	.160	.158	.155	.152	.148	.140	.130	.117	.100	.078	---	---	---				
	0.7	.170	.176	.181	.184	.185	.185	.181	.176	.170	.158	.145	.129	.110	.085	---	---	---				
	0.8	.191	.198	.202	.205	.207	.207	.206	.201	.192	.177	.161	.142	.120	.093	---	---	---				
	0.9	.210	.217	.222	.226	.228	.228	.226	.222	.214	.196	.177	.155	.130	.101	---	---	---				
6.0	0.6	.169	.173	.176	.177	.178	.174	.171	.168	.165	.157	.147	.135	.121	.103	.080	---	---				
	0.7	.196	.201	.205	.208	.208	.207	.203	.198	.192	.180	.167	.152	.135	.114	.083	---	---				
	0.8	.222	.227	.231	.233	.234	.233	.231	.226	.218	.203	.187	.169	.149	.125	.097	---	---				
	0.9	.245	.251	.255	.258	.259	.259	.257	.253	.245	.227	.208	.187	.164	.137	.105	---	---				

ρ	γ	Valores de $\gamma = \frac{P_u}{f_c b h}$																
		0.00	0.05	0.10	0.15	0.20	0.25	0.30	0.35	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80	0.90	1.00	1.10	1.20
1.0 %	0.6	.040	.056	.070	.082	.090	.094	.093	.090	.085	.067	---	---	---	---	---	---	---
	0.7	.041	.058	.074	.086	.095	.100	.098	.094	.088	.069	---	---	---	---	---	---	---
	0.8	.042	.061	.078	.091	.099	.104	.103	.099	.092	.071	---	---	---	---	---	---	---
	0.9	.045	.065	.082	.095	.104	.109	.109	.103	.096	.074	---	---	---	---	---	---	---
1.5 %	0.6	.055	.070	.083	.094	.101	.104	.103	.100	.095	.079	---	---	---	---	---	---	---
	0.7	.058	.075	.089	.101	.109	.114	.111	.106	.100	.082	---	---	---	---	---	---	---
	0.8	.061	.080	.096	.108	.116	.120	.118	.113	.106	.086	---	---	---	---	---	---	---
	0.9	.066	.086	.102	.114	.122	.127	.127	.120	.112	.090	---	---	---	---	---	---	---
2.0 %	0.6	.070	.084	.096	.106	.113	.115	.112	.109	.104	.090	.066	---	---	---	---	---	---
	0.7	.075	.091	.104	.115	.123	.128	.123	.118	.112	.095	.074	---	---	---	---	---	---
	0.8	.081	.098	.113	.125	.132	.136	.134	.127	.119	.100	.078	---	---	---	---	---	---
	0.9	.088	.107	.122	.133	.141	.145	.145	.137	.128	.106	.078	---	---	---	---	---	---
2.5 %	0.6	.084	.097	.109	.118	.124	.125	.122	.119	.114	.100	.079	---	---	---	---	---	---
	0.7	.091	.106	.119	.130	.138	.141	.136	.130	.124	.107	.089	---	---	---	---	---	---
	0.8	.099	.116	.131	.142	.149	.152	.149	.142	.134	.115	.089	---	---	---	---	---	---
	0.9	.109	.127	.141	.152	.159	.163	.163	.154	.144	.123	.095	---	---	---	---	---	---
3.0 %	0.6	.098	.111	.121	.130	.136	.136	.133	.129	.124	.110	.091	.064	---	---	---	---	---
	0.7	.107	.122	.134	.144	.152	.155	.150	.143	.136	.119	.098	.069	---	---	---	---	---
	0.8	.118	.134	.149	.159	.165	.168	.165	.157	.140	.129	.105	.074	---	---	---	---	---
	0.9	.130	.147	.161	.171	.178	.181	.181	.171	.161	.139	.112	.079	---	---	---	---	---
3.5 %	0.6	.112	.123	.133	.141	.147	.146	.143	.139	.134	.120	.103	.070	---	---	---	---	---
	0.7	.123	.137	.149	.159	.166	.169	.163	.156	.148	.132	.111	.084	---	---	---	---	---
	0.8	.136	.152	.166	.175	.181	.184	.180	.172	.163	.143	.120	.091	---	---	---	---	---
	0.9	.151	.167	.180	.190	.196	.199	.199	.190	.178	.155	.129	.098	---	---	---	---	---
4.0 %	0.6	.125	.136	.145	.153	.159	.157	.153	.149	.144	.131	.114	.091	---	---	---	---	---
	0.7	.139	.152	.164	.173	.180	.183	.176	.169	.161	.149	.124	.099	---	---	---	---	---
	0.8	.155	.170	.183	.192	.198	.200	.197	.187	.178	.158	.135	.107	---	---	---	---	---
	0.9	.172	.187	.200	.209	.215	.218	.217	.207	.195	.172	.146	.116	---	---	---	---	---
5.0 %	0.6	.151	.161	.169	.176	.181	.178	.174	.169	.165	.151	.135	.115	.090	---	---	---	---
	0.7	.170	.182	.193	.202	.208	.210	.203	.195	.186	.169	.149	.126	.099	---	---	---	---
	0.8	.191	.206	.217	.225	.230	.232	.229	.218	.208	.187	.164	.130	.108	---	---	---	---
	0.9	.213	.227	.238	.246	.251	.254	.253	.243	.231	.206	.180	.151	.117	---	---	---	---
6.0 %	0.6	.176	.185	.193	.199	.204	.204	.199	.190	.185	.172	.156	.138	.116	.089	---	---	---
	0.7	.200	.212	.222	.230	.237	.238	.231	.222	.213	.194	.174	.153	.128	.098	---	---	---
	0.8	.227	.241	.251	.258	.262	.264	.261	.250	.239	.217	.194	.169	.140	.107	---	---	---
	0.9	.253	.266	.276	.283	.288	.290	.289	.279	.266	.240	.214	.185	.154	.118	---	---	---

ρ	γ	Valores de $\gamma = \frac{P_u}{f_c b h}$																
		0.00	0.05	0.10	0.15	0.20	0.25	0.30	0.35	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80	0.90	1.00	1.10	1.20
1.0 %	0.6	.040	.056	.070	.081	.080	.092	.091	.089	.084	.066	---	---	---	---	---	---	---
	0.7	.041	.058	.073	.085	.093	.098	.096	.093	.087	.060	---	---	---	---	---	---	---
	0.8	.042	.061	.077	.089	.097	.102	.101	.097	.091	.071	---	---	---	---	---	---	---
	0.9	.045	.065	.081	.093	.101	.106	.106	.101	.094	.073	---	---	---	---	---	---	---
1.5 %	0.6	.055	.070	.082	.092	.099	.101	.100	.098	.093	.070	---	---	---	---	---	---	---
	0.7	.058	.074	.088	.099	.106	.110	.108	.103	.098	.081	---	---	---	---	---	---	---
	0.8	.061	.079	.094	.105	.113	.117	.115	.110	.103	.085	---	---	---	---	---	---	---
	0.9	.066	.085	.100	.111	.119	.123	.123	.116	.109	.088	---	---	---	---	---	---	---
2.0 %	0.6	.070	.083	.095	.103	.110	.111	.109	.107	.102	.080	.065	---	---	---	---	---	---
	0.7	.074	.089	.102	.112	.120	.123	.120	.115	.109	.093	.069	---	---	---	---	---	---
	0.8	.080	.097	.111	.121	.128	.132	.129	.123	.116	.098	.072	---	---	---	---	---	---
	0.9	.087	.105	.118	.129	.136	.140	.140	.132	.124	.104	.076	---	---	---	---	---	---
2.5 %	0.6	.084	.096	.106	.115	.120	.121	.118	.115	.111	.098	.078	---	---	---	---	---	---
	0.7	.090	.104	.116	.126	.133	.136	.132	.126	.120	.104	.087	---	---	---	---	---	---
	0.8	.098	.114	.128	.137	.143	.146	.144	.137	.129	.112	.087	---	---	---	---	---	---
	0.9	.108	.124	.137	.147	.153	.157	.156	.140	.133	.119	.093	.072	---	---	---	---	---
3.0 %	0.6	.097	.108	.118	.125	.131	.131	.128	.124	.120	.107	.089	.063	---	---	---	---	---
	0.7	.106	.119	.131	.139	.146	.148	.144	.138	.131	.116	.095	.067	---	---	---	---	---
	0.8	.116	.131	.144	.153	.158	.161	.158	.151	.143	.125	.102	.072	---	---	---	---	---
	0.9	.128	.143	.155	.165	.171	.173	.173	.164	.155	.134	.109	.077	---	---	---	---	---
3.5 %	0.6	.110	.121	.129	.136	.141	.140	.137	.134	.129	.117	.100	.077	---	---	---	---	---
	0.7	.121	.134	.144	.153	.159	.161	.156	.149	.143	.127	.108	.082	---	---	---	---	---
	0.8	.134	.149	.160	.168	.174	.176	.173	.165	.157	.130	.116	.088	---	---	---	---	---
	0.9	.148	.162	.174	.182	.188	.190	.190	.181	.171	.150	.125	.095	---	---	---	---	---
4.0 %	0.6	.122	.132	.141	.147	.151	.150	.146	.143	.139	.126	.110	.089	---	---	---	---	---
	0.7	.136	.148	.158	.166	.172	.174	.160	.161	.154	.139	.120	.096	---	---	---	---	---
	0.8	.152	.166	.176	.184	.190	.191	.188	.179	.171	.152	.130	.104	---	---	---	---	---
	0.9	.167	.181	.192	.200	.205	.207	.206	.198	.187	.166	.141	.112	---	---	---	---	---
5.0 %	0.6	.146	.155	.163	.168	.172	.169	.165	.161	.157	.145	.130	.112	.088	---	---	---	---
	0.7	.165	.176	.186	.193	.198	.199	.193	.186	.170	.154	.139	.120	.096	---	---	---	---
	0.8	.186	.199	.208	.215	.219	.220	.217	.200	.199	.179	.152	.130	.104	---	---	---	---
	0.9	.206	.218	.228	.235	.239	.241	.240	.231	.220	.197	.166	.141	.112	.088	---	---	---
6.0 %	0.6	.170	.178	.184	.189	.193	.189	.184	.180	.176	.164	.149	.133	.112	.086	---	---	---
	0.7	.194	.204	.213	.219	.224	.225	.218	.210	.202	.185	.169	.153	.133	.112	.095	---	---
	0.8	.220	.232	.240	.245	.249	.250	.247	.237	.227	.207	.180	.162	.147	.128	.107	---	---
	0.9	.244	.255	.263	.269	.273	.274	.273	.265	.253	.230	.205	.178	.162	.148	.128	.104	---

TABLA 5.12

ρ	χ	Valores de $\nu = \frac{P_u}{f_c b h}$											
		0.00	0.05	0.10	0.15	0.20	0.25	0.30	0.35	0.40	0.50	0.60	0.70
		0.80	0.90	1.00	1.10	1.20	1.30	1.40	1.50	1.60	1.70	1.80	1.90
1.0	0.6	.040	.056	.069	.080	.087	.090	.090	.088	.083	.066	---	---
	0.7	.041	.058	.072	.083	.091	.096	.094	.091	.086	.060	---	---
	0.8	.042	.060	.076	.087	.095	.100	.099	.095	.089	.070	---	---
	0.9	.044	.064	.079	.091	.099	.103	.104	.099	.092	.072	---	---
1.5	0.6	.055	.069	.081	.090	.097	.099	.090	.095	.091	.076	---	---
	0.7	.058	.073	.086	.096	.104	.107	.105	.101	.096	.080	---	---
	0.8	.061	.078	.092	.103	.110	.113	.112	.107	.101	.083	---	---
	0.9	.065	.083	.097	.108	.115	.119	.119	.113	.106	.087	---	---
2.0	0.6	.069	.082	.093	.101	.106	.108	.106	.104	.099	.086	.064	---
	0.7	.074	.088	.100	.109	.116	.119	.116	.111	.106	.091	.067	---
	0.8	.079	.095	.108	.117	.124	.127	.123	.119	.113	.096	.071	---
	0.9	.086	.102	.115	.125	.131	.135	.134	.128	.120	.101	.074	---
2.5	0.6	.083	.094	.104	.111	.116	.116	.114	.112	.108	.095	.076	---
	0.7	.089	.102	.113	.122	.128	.130	.127	.122	.116	.102	.081	---
	0.8	.097	.112	.124	.132	.138	.140	.138	.132	.125	.100	.085	---
	0.9	.105	.120	.132	.141	.147	.150	.150	.143	.135	.116	.090	---
3.0	0.6	.095	.106	.115	.121	.125	.125	.123	.120	.116	.104	.087	---
	0.7	.104	.116	.127	.134	.140	.142	.130	.132	.126	.112	.093	---
	0.8	.114	.128	.139	.147	.152	.154	.151	.158	.150	.133	.105	---
	0.9	.125	.139	.150	.158	.163	.166	.165	.173	.164	.144	.121	---
3.5	0.6	.100	.117	.125	.131	.135	.134	.131	.128	.124	.113	.097	---
	0.7	.118	.130	.139	.147	.152	.153	.149	.143	.137	.123	.105	---
	0.8	.131	.144	.154	.161	.166	.167	.165	.158	.150	.133	.113	---
	0.9	.143	.156	.167	.174	.179	.181	.180	.173	.164	.144	.121	---
4.0	0.6	.119	.128	.135	.141	.144	.143	.140	.136	.133	.122	.107	---
	0.7	.133	.143	.152	.159	.164	.165	.160	.154	.148	.133	.116	---
	0.8	.148	.160	.169	.176	.179	.181	.179	.171	.163	.146	.126	---
	0.9	.162	.174	.184	.191	.195	.197	.196	.188	.179	.159	.136	---
5.0	0.6	.142	.150	.156	.160	.163	.160	.157	.153	.150	.139	.125	---
	0.7	.160	.170	.178	.184	.187	.188	.183	.176	.169	.155	.138	---
	0.8	.180	.191	.199	.204	.207	.208	.206	.198	.190	.171	.152	---
	0.9	.198	.209	.217	.223	.227	.228	.226	.219	.209	.189	.166	---
6.0	0.6	.163	.170	.175	.179	.182	.178	.174	.170	.166	.156	.143	---
	0.7	.187	.195	.203	.208	.211	.211	.206	.198	.191	.176	.160	---
	0.8	.212	.221	.228	.232	.235	.235	.233	.224	.216	.197	.178	---
	0.9	.233	.243	.250	.255	.258	.259	.257	.251	.240	.219	.196	---

ρ	χ	Valores de $\nu = \frac{P_u}{f_c b h}$											
		0.00	0.05	0.10	0.15	0.20	0.25	0.30	0.35	0.40	0.50	0.60	0.70
		0.80	0.90	1.00	1.10	1.20	1.30	1.40	1.50	1.60	1.70	1.80	1.90
1.0	0.6	.040	.056	.069	.078	.085	.088	.088	.086	.082	.065	---	---
	0.7	.041	.057	.071	.082	.089	.093	.092	.090	.085	.067	---	---
	0.8	.042	.060	.074	.086	.093	.097	.095	.093	.088	.069	---	---
	0.9	.044	.063	.078	.089	.097	.101	.101	.097	.091	.071	---	---
1.5	0.6	.055	.069	.080	.089	.094	.096	.095	.093	.089	.075	---	---
	0.7	.057	.072	.085	.094	.101	.104	.102	.099	.094	.078	---	---
	0.8	.060	.077	.090	.100	.106	.109	.108	.104	.098	.081	---	---
	0.9	.064	.081	.095	.105	.112	.115	.115	.110	.103	.085	---	---
2.0	0.6	.069	.081	.091	.098	.103	.104	.103	.101	.097	.084	.063	---
	0.7	.073	.086	.098	.106	.112	.114	.112	.108	.103	.089	.066	---
	0.8	.080	.093	.105	.114	.119	.122	.120	.115	.109	.093	.069	---
	0.9	.084	.099	.111	.120	.126	.129	.129	.123	.116	.098	.073	---
2.5	0.6	.082	.092	.101	.108	.112	.112	.110	.108	.104	.093	.075	---
	0.7	.088	.100	.110	.118	.123	.125	.122	.117	.112	.099	.079	---
	0.8	.095	.109	.119	.127	.132	.134	.132	.127	.121	.103	.083	---
	0.9	.102	.117	.128	.136	.141	.144	.143	.137	.130	.112	.088	---
3.0	0.6	.094	.103	.111	.117	.120	.120	.118	.115	.112	.101	.085	---
	0.7	.102	.113	.122	.129	.134	.135	.132	.127	.122	.109	.090	---
	0.8	.111	.124	.134	.141	.145	.147	.145	.139	.132	.117	.096	---
	0.9	.121	.133	.144	.151	.156	.158	.157	.151	.143	.125	.103	---
3.5	0.6	.105	.114	.121	.126	.129	.128	.125	.123	.119	.109	.094	---
	0.7	.115	.126	.134	.140	.145	.146	.142	.137	.131	.119	.101	---
	0.8	.127	.139	.148	.154	.150	.159	.157	.150	.144	.128	.109	---
	0.9	.138	.150	.159	.166	.170	.172	.171	.165	.157	.139	.117	---
4.0	0.6	.116	.124	.130	.135	.137	.136	.133	.130	.127	.117	.103	---
	0.7	.128	.138	.146	.152	.155	.156	.152	.147	.141	.128	.112	---
	0.8	.153	.163	.170	.176	.171	.171	.169	.162	.155	.140	.121	---
	0.9	.155	.166	.175	.181	.185	.186	.185	.179	.170	.152	.131	---
5.0	0.6	.137	.143	.148	.152	.154	.152	.149	.145	.142	.133	.120	---
	0.7	.154	.162	.169	.174	.177	.177	.172	.167	.161	.148	.132	---
	0.8	.173	.182	.188	.193	.196	.196	.194	.187	.179	.163	.145	---
	0.9	.189	.199	.206	.211	.214	.215	.213	.208	.198	.179	.159	---
6.0	0.6	.156	.162	.166	.169	.171	.168	.164	.161	.157	.148	.136	---
	0.7	.179	.186	.192	.196	.198	.198	.193	.187	.181	.167	.152	---
	0.8	.202	.209	.215	.219	.221	.221	.219	.211	.203	.187	.169	---
	0.9	.222	.230	.236	.240	.243	.243	.241	.236	.227	.207	.186	---

ρ	γ	Valores de $\lambda = \frac{P_u}{f_c b h}$																	TABLA 5.15
		λ																	
		0.00	0.05	0.10	0.15	0.20	0.25	0.30	0.35	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80	0.90	1.00	1.10	1.20	
1.0	0.6	.040	.055	.068	.077	.084	.087	.087	.085	.081	.064	---	---	---	---	---	---	---	
	0.7	.041	.057	.070	.081	.088	.091	.090	.088	.083	.066	---	---	---	---	---	---	---	
	0.8	.042	.059	.073	.084	.091	.094	.094	.091	.086	.068	---	---	---	---	---	---	---	
	0.9	.044	.062	.076	.087	.094	.098	.098	.095	.089	.070	---	---	---	---	---	---	---	
1.5	0.6	.055	.068	.079	.087	.092	.094	.093	.091	.088	.074	---	---	---	---	---	---	---	
	0.7	.057	.071	.083	.092	.098	.100	.099	.096	.092	.077	---	---	---	---	---	---	---	
	0.8	.060	.075	.088	.097	.103	.106	.105	.103	.099	.080	---	---	---	---	---	---	---	
	0.9	.063	.079	.092	.102	.108	.111	.111	.106	.101	.083	---	---	---	---	---	---	---	
2.0	0.6	.068	.080	.089	.095	.100	.101	.100	.098	.094	.083	.062	---	---	---	---	---	---	
	0.7	.072	.085	.095	.103	.108	.110	.108	.104	.098	.087	.065	---	---	---	---	---	---	
	0.8	.076	.090	.102	.110	.115	.117	.116	.111	.106	.091	.068	---	---	---	---	---	---	
	0.9	.082	.096	.108	.116	.122	.124	.124	.119	.112	.096	.071	---	---	---	---	---	---	
2.5	0.6	.080	.090	.098	.104	.107	.108	.106	.104	.101	.091	.073	---	---	---	---	---	---	
	0.7	.086	.097	.106	.113	.118	.119	.116	.113	.108	.096	.077	---	---	---	---	---	---	
	0.8	.092	.105	.115	.122	.126	.128	.127	.122	.116	.102	.081	---	---	---	---	---	---	
	0.9	.099	.112	.123	.130	.135	.137	.136	.131	.124	.108	.085	---	---	---	---	---	---	
3.0	0.6	.091	.100	.107	.112	.115	.115	.113	.111	.108	.098	.083	.059	---	---	---	---	---	
	0.7	.099	.109	.118	.124	.127	.128	.125	.121	.117	.105	.088	.063	---	---	---	---	---	
	0.8	.108	.119	.128	.134	.138	.139	.138	.132	.127	.113	.093	.066	---	---	---	---	---	
	0.9	.116	.128	.137	.144	.148	.150	.149	.144	.137	.120	.099	.070	---	---	---	---	---	
3.5	0.6	.102	.110	.116	.120	.123	.122	.120	.117	.114	.105	.092	.071	---	---	---	---	---	
	0.7	.112	.121	.128	.134	.137	.138	.134	.130	.126	.114	.098	.076	---	---	---	---	---	
	0.8	.123	.133	.141	.146	.150	.150	.149	.143	.137	.123	.105	.081	---	---	---	---	---	
	0.9	.133	.143	.152	.158	.162	.163	.162	.156	.149	.133	.112	.086	---	---	---	---	---	
4.0	0.6	.112	.119	.124	.128	.130	.129	.127	.124	.121	.112	.100	.082	---	---	---	---	---	
	0.7	.124	.132	.139	.144	.147	.147	.144	.139	.134	.123	.108	.088	---	---	---	---	---	
	0.8	.137	.146	.153	.158	.161	.162	.160	.154	.148	.134	.116	.094	---	---	---	---	---	
	0.9	.149	.159	.166	.172	.175	.176	.174	.169	.162	.145	.125	.101	---	---	---	---	---	
5.0	0.6	.131	.137	.141	.144	.145	.143	.140	.137	.135	.126	.115	.100	.080	---	---	---	---	
	0.7	.147	.154	.160	.164	.166	.166	.162	.157	.152	.140	.127	.109	.087	---	---	---	---	
	0.8	.164	.172	.178	.182	.184	.184	.182	.176	.169	.155	.139	.119	.094	---	---	---	---	
	0.9	.180	.188	.194	.199	.201	.202	.200	.195	.187	.170	.151	.129	.101	---	---	---	---	
6.0	0.6	.149	.153	.157	.159	.160	.157	.154	.151	.148	.140	.130	.117	.100	.078	---	---	---	
	0.7	.169	.176	.180	.184	.185	.184	.180	.175	.170	.158	.145	.129	.110	.085	---	---	---	
	0.8	.191	.197	.202	.205	.207	.206	.204	.198	.191	.176	.160	.142	.120	.093	---	---	---	
	0.9	.209	.217	.222	.226	.227	.227	.225	.222	.213	.195	.176	.155	.130	.101	---	---	---	

ρ	γ	Valores de $\lambda = \frac{P_u}{f_c b h}$																	TABLA 5.16
		λ																	
		0.00	0.05	0.10	0.15	0.20	0.25	0.30	0.35	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80	0.90	1.00	1.10	1.20	
1.0	0.6	.035	.052	.066	.078	.086	.090	.090	.087	.082	.064	---	---	---	---	---	---	---	
1.0	0.7	.035	.053	.069	.082	.091	.095	.094	.090	.085	.065	---	---	---	---	---	---	---	
1.0	0.8	.036	.056	.073	.086	.095	.100	.098	.094	.088	.067	---	---	---	---	---	---	---	
1.0	0.9	.038	.059	.076	.089	.098	.103	.103	.098	.091	.069	---	---	---	---	---	---	---	
1.5	0.6	.049	.064	.078	.089	.096	.099	.098	.095	.090	.074	---	---	---	---	---	---	---	
1.5	0.7	.051	.068	.082	.094	.103	.107	.104	.100	.094	.076	---	---	---	---	---	---	---	
1.5	0.8	.053	.072	.088	.100	.109	.113	.110	.105	.099	.080	---	---	---	---	---	---	---	
1.5	0.9	.057	.077	.093	.106	.114	.119	.117	.111	.104	.083	---	---	---	---	---	---	---	
2.0	0.6	.062	.076	.089	.099	.106	.107	.106	.103	.098	.083	.059	---	---	---	---	---	---	
2.0	0.7	.065	.081	.095	.107	.115	.119	.115	.110	.104	.087	.061	---	---	---	---	---	---	
2.0	0.8	.070	.088	.103	.115	.123	.127	.123	.117	.110	.092	.064	---	---	---	---	---	---	
2.0	0.9	.076	.095	.110	.122	.130	.134	.132	.125	.117	.096	.067	---	---	---	---	---	---	
2.5	0.6	.074	.088	.100	.109	.116	.116	.114	.111	.106	.092	.070	---	---	---	---	---	---	
2.5	0.7	.079	.095	.108	.119	.127	.130	.125	.120	.114	.098	.074	---	---	---	---	---	---	
2.5	0.8	.086	.103	.118	.129	.137	.140	.136	.129	.122	.104	.078	---	---	---	---	---	---	
2.5	0.9	.094	.113	.127	.138	.146	.150	.147	.139	.131	.110	.082	---	---	---	---	---	---	
3.0	0.6	.086	.099	.110	.119	.126	.125	.123	.119	.114	.101	.081	---	---	---	---	---	---	
3.0	0.7	.093	.108	.121	.132	.140	.142	.136	.130	.124	.108	.086	---	---	---	---	---	---	
3.0	0.8	.102	.119	.134	.144	.151	.154	.149	.142	.134	.116	.091	---	---	---	---	---	---	
3.0	0.9	.112	.130	.144	.155	.162	.165	.163	.154	.145	.124	.097	---	---	---	---	---	---	
3.5	0.6	.098	.110	.121	.129	.136	.134	.131	.128	.123	.110	.091	.065	---	---	---	---	---	
3.5	0.7	.107	.122	.134	.144	.152	.154	.148	.141	.134	.118	.097	.069	---	---	---	---	---	
3.5	0.8	.118	.134	.149	.158	.165	.168	.163	.155	.146	.128	.104	.074	---	---	---	---	---	
3.5	0.9	.130	.147	.161	.171	.177	.181	.178	.169	.159	.137	.112	.079	---	---	---	---	---	
4.0	0.6	.110	.121	.131	.140	.145	.143	.140	.136	.131	.118	.101	.077	---	---	---	---	---	
4.0	0.7	.121	.135	.147	.157	.164	.166	.159	.152	.145	.129	.109	.082	---	---	---	---	---	
4.0	0.8	.134	.150	.163	.173	.179	.181	.176	.167	.159	.140	.117	.088	---	---	---	---	---	
4.0	0.9	.148	.164	.177	.187	.193	.196	.194	.184	.173	.151	.126	.095	---	---	---	---	---	
5.0	0.6	.132	.143	.152	.159	.165	.161	.157	.153	.149	.135	.119	.098	.071	---	---	---	---	
5.0	0.7	.148	.161	.172	.181	.188	.189	.182	.174	.166	.149	.130	.107	.077	---	---	---	---	
5.0	0.8	.165	.180	.193	.201	.206	.209	.203	.194	.184	.166	.142	.116	.083	---	---	---	---	
5.0	0.9	.184	.198	.210	.219	.225	.227	.225	.214	.203	.180	.154	.125	.090	---	---	---	---	
6.0	0.6	.154	.164	.173	.179	.184	.179	.175	.171	.166	.153	.137	.118	.095	---	---	---	---	
6.0	0.7	.174	.187	.197	.206	.212	.213	.205	.196	.188	.171	.152	.130	.103	---	---	---	---	
6.0	0.8	.196	.211	.222	.229	.234	.236	.230	.220	.210	.189	.167	.142	.112	---	---	---	---	
6.0	0.9	.218	.232	.243	.251	.256	.258	.256	.245	.233	.208	.183	.154	.122	---	---	---	---	

ρ	γ	Valores de $\lambda = \frac{P_u}{f_c b h}$																
		0.00	0.05	0.10	0.15	0.20	0.25	0.30	0.35	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80	0.90	1.00	1.10	1.20
1.0	0.6	.035	.052	.066	.077	.085	.088	.088	.086	.081	.063	---	---	---	---	---	---	---
	0.7	.035	.053	.068	.081	.089	.093	.092	.089	.084	.065	---	---	---	---	---	---	---
	0.8	.036	.056	.072	.086	.093	.098	.096	.092	.086	.066	---	---	---	---	---	---	---
1.5	0.9	.038	.059	.075	.088	.096	.101	.100	.096	.089	.068	---	---	---	---	---	---	---
	0.6	.049	.064	.077	.087	.094	.096	.096	.093	.089	.073	---	---	---	---	---	---	---
	0.7	.050	.067	.081	.093	.101	.104	.102	.098	.093	.075	---	---	---	---	---	---	---
2.0	0.8	.053	.071	.087	.098	.106	.110	.108	.103	.097	.078	---	---	---	---	---	---	---
	0.9	.057	.076	.091	.103	.111	.115	.114	.109	.102	.081	---	---	---	---	---	---	---
	0.6	.062	.076	.087	.097	.103	.104	.103	.100	.096	.082	.058	---	---	---	---	---	---
2.5	0.7	.065	.081	.094	.104	.112	.115	.111	.107	.102	.086	.060	---	---	---	---	---	---
	0.8	.069	.087	.101	.112	.119	.123	.120	.114	.108	.090	.063	---	---	---	---	---	---
	0.9	.075	.093	.108	.119	.126	.138	.128	.122	.114	.094	.066	---	---	---	---	---	---
3.0	0.6	.074	.087	.098	.106	.112	.113	.111	.108	.104	.090	.069	---	---	---	---	---	---
	0.7	.079	.094	.106	.116	.123	.126	.121	.117	.111	.096	.073	---	---	---	---	---	---
	0.8	.085	.102	.116	.125	.132	.135	.132	.125	.119	.101	.075	---	---	---	---	---	---
3.5	0.9	.093	.110	.124	.134	.141	.144	.142	.135	.127	.108	.081	---	---	---	---	---	---
	0.6	.085	.098	.108	.116	.121	.121	.118	.116	.111	.099	.080	---	---	---	---	---	---
	0.7	.092	.107	.118	.128	.134	.136	.131	.126	.120	.105	.084	---	---	---	---	---	---
4.0	0.8	.101	.117	.130	.139	.145	.148	.144	.137	.130	.113	.089	---	---	---	---	---	---
	0.9	.111	.127	.139	.149	.155	.158	.157	.148	.140	.120	.095	---	---	---	---	---	---
	0.6	.097	.108	.118	.125	.138	.129	.126	.123	.119	.187	.089	.064	---	---	---	---	---
4.5	0.7	.106	.119	.130	.139	.146	.147	.142	.136	.130	.115	.095	.068	---	---	---	---	---
	0.8	.116	.131	.144	.152	.158	.168	.156	.149	.141	.124	.102	.072	---	---	---	---	---
	0.9	.128	.143	.155	.164	.178	.173	.171	.162	.153	.133	.109	.077	---	---	---	---	---
5.0	0.6	.108	.119	.128	.134	.139	.137	.134	.131	.127	.115	.098	.075	---	---	---	---	---
	0.7	.119	.132	.142	.151	.157	.158	.152	.146	.139	.125	.106	.080	---	---	---	---	---
	0.8	.131	.146	.158	.166	.171	.173	.168	.161	.153	.135	.114	.086	---	---	---	---	---
5.5	0.9	.145	.159	.171	.179	.185	.187	.185	.176	.167	.146	.122	.092	---	---	---	---	---
	0.6	.129	.139	.147	.153	.157	.154	.150	.147	.143	.130	.115	.096	.070	---	---	---	---
	0.7	.144	.156	.166	.174	.179	.180	.173	.166	.159	.144	.126	.104	.075	---	---	---	---
6.0	0.8	.161	.175	.185	.192	.197	.198	.194	.185	.176	.158	.137	.104	.075	---	---	---	---
	0.9	.178	.191	.202	.209	.214	.216	.215	.204	.194	.173	.149	.121	.088	---	---	---	---
	0.6	.150	.158	.165	.171	.174	.170	.166	.162	.158	.146	.132	.115	.092	---	---	---	---
6.5	0.7	.169	.188	.189	.196	.201	.202	.194	.187	.179	.164	.146	.125	.100	---	---	---	---
	0.8	.191	.204	.212	.219	.222	.223	.219	.210	.200	.181	.161	.137	.109	---	---	---	---
	0.9	.211	.223	.232	.239	.243	.245	.243	.233	.222	.200	.176	.149	.118	---	---	---	---

ρ	γ	Valores de $\lambda = \frac{P_u}{f_c b h}$																
		0.00	0.05	0.10	0.15	0.20	0.25	0.30	0.35	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80	0.90	1.00	1.10	1.20
		TABLA 5.18																
1.0	0.6	.035	.052	.065	.076	.084	.087	.087	.085	.088	.063	---	---	---	---	---	---	---
	0.7	.036	.053	.068	.079	.088	.092	.091	.088	.083	.064	---	---	---	---	---	---	---
	0.8	.036	.055	.071	.083	.091	.094	.094	.091	.085	.066	---	---	---	---	---	---	---
	0.9	.038	.058	.074	.086	.094	.099	.098	.094	.088	.067	---	---	---	---	---	---	---
1.5	0.6	.049	.064	.076	.086	.092	.094	.094	.091	.087	.072	---	---	---	---	---	---	---
	0.7	.050	.067	.080	.091	.098	.101	.099	.096	.091	.074	---	---	---	---	---	---	---
	0.8	.053	.071	.087	.098	.106	.109	.105	.101	.095	.077	---	---	---	---	---	---	---
	0.9	.056	.075	.089	.100	.108	.112	.111	.106	.099	.080	---	---	---	---	---	---	---
2.0	0.6	.061	.075	.086	.095	.100	.101	.180	.098	.094	.081	.057	---	---	---	---	---	---
	0.7	.065	.080	.092	.102	.109	.111	.188	.104	.099	.084	.060	---	---	---	---	---	---
	0.8	.069	.085	.099	.109	.115	.118	.116	.111	.105	.086	.062	---	---	---	---	---	---
	0.9	.074	.091	.105	.115	.122	.125	.124	.118	.111	.092	.065	---	---	---	---	---	---
2.5	0.6	.073	.086	.096	.103	.109	.189	.107	.185	.181	.089	.068	---	---	---	---	---	---
	0.7	.078	.092	.104	.113	.119	.121	.117	.113	.108	.094	.071	---	---	---	---	---	---
	0.8	.084	.100	.112	.121	.127	.130	.127	.121	.115	.099	.075	---	---	---	---	---	---
	0.9	.091	.107	.128	.139	.145	.138	.137	.130	.123	.104	.079	---	---	---	---	---	---
3.0	0.6	.084	.096	.105	.112	.117	.116	.114	.112	.108	.096	.078	---	---	---	---	---	---
	0.7	.091	.104	.115	.123	.129	.131	.126	.122	.116	.103	.082	---	---	---	---	---	---
	0.8	.099	.114	.126	.134	.139	.141	.138	.132	.126	.109	.087	---	---	---	---	---	---
	0.9	.108	.123	.135	.143	.149	.152	.150	.143	.135	.117	.092	---	---	---	---	---	---
3.5	0.6	.095	.106	.114	.121	.125	.124	.122	.119	.115	.104	.087	.063	---	---	---	---	---
	0.7	.104	.116	.126	.134	.139	.141	.136	.131	.125	.112	.093	.066	---	---	---	---	---
	0.8	.114	.128	.139	.146	.151	.153	.149	.143	.136	.120	.099	.070	---	---	---	---	---
	0.9	.124	.138	.149	.157	.163	.165	.163	.156	.147	.129	.105	.075	---	---	---	---	---
4.0	0.6	.106	.115	.123	.129	.133	.131	.129	.126	.122	.111	.096	.074	---	---	---	---	---
	0.7	.116	.128	.137	.145	.149	.151	.145	.140	.134	.122	.103	.077	---	---	---	---	---
	0.8	.128	.142	.152	.159	.163	.165	.161	.154	.147	.130	.110	.084	---	---	---	---	---
	0.9	.141	.154	.164	.171	.176	.178	.177	.168	.168	.141	.118	.090	---	---	---	---	---
5.0	0.6	.125	.134	.141	.146	.149	.146	.143	.140	.136	.126	.112	.093	.068	---	---	---	---
	0.7	.140	.151	.159	.166	.170	.170	.164	.158	.152	.138	.122	.101	.073	---	---	---	---
	0.8	.157	.169	.177	.183	.187	.188	.184	.176	.168	.152	.132	.109	.078	---	---	---	---
	0.9	.172	.184	.193	.199	.203	.205	.203	.195	.185	.166	.143	.117	.085	---	---	---	---
6.0	0.6	.145	.152	.158	.162	.165	.161	.158	.154	.151	.140	.127	.111	.090	---	---	---	---
	0.7	.164	.173	.181	.187	.190	.190	.184	.177	.171	.156	.140	.121	.097	---	---	---	---
	0.8	.185	.195	.202	.207	.210	.211	.207	.199	.191	.173	.154	.132	.106	---	---	---	---
	0.9	.203	.213	.221	.227	.230	.231	.230	.221	.211	.191	.169	.144	.114	---	---	---	---

ρ	γ	Valores de $\mu = \frac{P_u}{f_c b h}$																	
		TABLA 5.19																	
		0.00	0.05	0.10	0.15	0.20	0.25	0.30	0.35	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80	0.90	1.00	1.10	1.20	
1.0	0.6	.035	.051	.065	.075	.082	.085	.086	.087	.088	.089	.090	.091	.092	.093	.094	.095	.096	
	0.7	.036	.053	.067	.078	.086	.089	.090	.091	.092	.093	.094	.095	.096	.097	.098	.099	.100	
	0.8	.037	.055	.070	.081	.089	.093	.093	.094	.095	.096	.097	.098	.099	.100	.101	.102	.103	
	0.9	.038	.057	.073	.084	.092	.096	.096	.097	.098	.099	.100	.101	.102	.103	.104	.105	.106	
1.5	0.6	.049	.063	.075	.084	.090	.092	.092	.093	.094	.095	.096	.097	.098	.099	.100	.101	.102	
	0.7	.050	.066	.079	.089	.096	.098	.098	.099	.100	.101	.102	.103	.104	.105	.106	.107	.108	
	0.8	.053	.069	.083	.094	.100	.104	.104	.105	.106	.107	.108	.109	.110	.111	.112	.113	.114	
	0.9	.056	.073	.087	.098	.105	.109	.108	.109	.110	.111	.112	.113	.114	.115	.116	.117	.118	
2.0	0.6	.061	.074	.084	.092	.098	.099	.098	.099	.100	.101	.102	.103	.104	.105	.106	.107	.108	
	0.7	.064	.078	.090	.099	.105	.107	.105	.106	.107	.108	.109	.110	.111	.112	.113	.114	.115	
	0.8	.068	.084	.096	.105	.111	.114	.112	.113	.114	.115	.116	.117	.118	.119	.120	.121	.122	
	0.9	.073	.089	.102	.111	.118	.121	.120	.121	.122	.123	.124	.125	.126	.127	.128	.129	.130	
2.5	0.6	.072	.084	.093	.100	.105	.105	.104	.105	.106	.107	.108	.109	.110	.111	.112	.113	.114	
	0.7	.077	.090	.101	.109	.114	.116	.113	.114	.115	.116	.117	.118	.119	.120	.121	.122	.123	
	0.8	.083	.097	.109	.117	.122	.125	.122	.123	.124	.125	.126	.127	.128	.129	.130	.131	.132	
	0.9	.089	.104	.116	.124	.130	.133	.132	.133	.134	.135	.136	.137	.138	.139	.140	.141	.142	
3.0	0.6	.083	.094	.102	.108	.112	.112	.110	.110	.111	.112	.113	.114	.115	.116	.117	.118	.119	
	0.7	.090	.102	.111	.119	.124	.125	.121	.121	.122	.123	.124	.125	.126	.127	.128	.129	.130	
	0.8	.097	.111	.121	.129	.133	.135	.132	.132	.133	.134	.135	.136	.137	.138	.139	.140	.141	
	0.9	.105	.119	.130	.138	.143	.145	.144	.144	.145	.146	.147	.148	.149	.150	.151	.152	.153	
3.5	0.6	.093	.103	.111	.116	.120	.119	.117	.117	.118	.119	.120	.121	.122	.123	.124	.125	.126	
	0.7	.102	.113	.122	.129	.133	.134	.130	.130	.131	.132	.133	.134	.135	.136	.137	.138	.139	
	0.8	.111	.124	.133	.140	.144	.146	.143	.143	.144	.145	.146	.147	.148	.149	.150	.151	.152	
	0.9	.120	.133	.143	.151	.155	.157	.156	.156	.157	.158	.159	.160	.161	.162	.163	.164	.165	
4.0	0.6	.103	.112	.119	.124	.127	.125	.123	.123	.124	.125	.126	.127	.128	.129	.130	.131	.132	
	0.7	.113	.124	.132	.138	.142	.143	.139	.139	.140	.141	.142	.143	.144	.145	.146	.147	.148	
	0.8	.123	.134	.142	.149	.153	.156	.153	.153	.154	.155	.156	.157	.158	.159	.160	.161	.162	
	0.9	.136	.147	.157	.164	.168	.169	.168	.168	.169	.170	.171	.172	.173	.174	.175	.176	.177	
5.0	0.6	.121	.129	.135	.139	.141	.139	.136	.136	.137	.138	.139	.140	.141	.142	.143	.144	.145	
	0.7	.136	.145	.152	.158	.161	.161	.156	.156	.157	.158	.159	.160	.161	.162	.163	.164	.165	
	0.8	.151	.161	.169	.174	.177	.177	.174	.174	.175	.176	.177	.178	.179	.180	.181	.182	.183	
	0.9	.165	.175	.183	.189	.192	.193	.192	.192	.193	.194	.195	.196	.197	.198	.199	.200	.201	
6.0	0.6	.139	.145	.150	.154	.155	.152	.149	.146	.143	.134	.122	.107	.087	---	---	---	---	
	0.7	.157	.165	.172	.177	.179	.179	.173	.168	.162	.149	.135	.117	.094	---	---	---	---	
	0.8	.177	.185	.192	.196	.198	.198	.195	.188	.181	.165	.148	.127	.102	---	---	---	---	
	0.9	.193	.203	.210	.214	.217	.218	.216	.209	.200	.182	.161	.138	.110	---	---	---	---	

ρ	γ	Valores de $\nu = \frac{P_u}{f_c b h}$																
		0.00	0.05	0.10	0.15	0.20	0.25	0.30	0.35	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80	0.90	1.00	1.10	1.20
1.0	0.6	.035	.051	.064	.074	.081	.084	.004	.083	.079	.062	---	---	---	---	---	---	---
	0.7	.036	.053	.066	.077	.084	.000	.007	.085	.081	.063	---	---	---	---	---	---	---
	0.8	.036	.054	.069	.080	.087	.091	.091	.088	.083	.064	---	---	---	---	---	---	---
	0.9	.038	.056	.071	.082	.090	.094	.094	.091	.085	.066	---	---	---	---	---	---	---
1.5	0.6	.049	.063	.074	.082	.088	.090	.090	.088	.085	.070	---	---	---	---	---	---	---
	0.7	.050	.065	.077	.087	.093	.096	.094	.092	.088	.072	---	---	---	---	---	---	---
	0.8	.052	.068	.081	.091	.097	.101	.099	.096	.091	.077	---	---	---	---	---	---	---
	0.9	.055	.072	.085	.095	.102	.105	.104	.100	.095	.077	---	---	---	---	---	---	---
2.0	0.6	.061	.073	.083	.090	.095	.096	.095	.093	.090	.078	.056	---	---	---	---	---	---
	0.7	.063	.077	.088	.096	.101	.103	.102	.099	.095	.081	.058	---	---	---	---	---	---
	0.8	.067	.082	.093	.102	.107	.110	.100	.105	.100	.084	.060	---	---	---	---	---	---
	0.9	.071	.086	.098	.107	.113	.116	.115	.110	.105	.088	.062	---	---	---	---	---	---
2.5	0.6	.072	.082	.091	.097	.101	.101	.101	.099	.096	.085	.066	---	---	---	---	---	---
	0.7	.076	.088	.098	.105	.110	.111	.109	.106	.102	.089	.069	---	---	---	---	---	---
	0.8	.081	.095	.105	.113	.117	.119	.113	.108	.104	.094	.072	---	---	---	---	---	---
	0.9	.087	.101	.112	.120	.125	.127	.126	.121	.115	.099	.075	---	---	---	---	---	---
3.0	0.6	.082	.091	.099	.104	.108	.107	.106	.104	.101	.092	.075	---	---	---	---	---	---
	0.7	.088	.099	.108	.114	.118	.119	.116	.113	.109	.097	.079	---	---	---	---	---	---
	0.8	.094	.107	.116	.123	.127	.129	.127	.122	.117	.103	.083	---	---	---	---	---	---
	0.9	.102	.114	.124	.132	.136	.138	.137	.131	.125	.109	.087	---	---	---	---	---	---
3.5	0.6	.091	.100	.107	.111	.114	.113	.112	.110	.107	.098	.083	.060	---	---	---	---	---
	0.7	.099	.109	.117	.123	.127	.127	.124	.120	.116	.105	.088	.064	---	---	---	---	---
	0.8	.108	.119	.126	.134	.137	.130	.136	.131	.125	.112	.093	.067	---	---	---	---	---
	0.9	.116	.120	.133	.144	.148	.149	.148	.142	.135	.120	.099	.071	---	---	---	---	---
4.0	0.6	.100	.108	.114	.118	.121	.119	.118	.116	.113	.104	.091	.071	---	---	---	---	---
	0.7	.110	.119	.126	.132	.135	.135	.132	.120	.123	.112	.097	.075	---	---	---	---	---
	0.8	.120	.131	.138	.144	.147	.148	.145	.140	.134	.121	.103	.079	---	---	---	---	---
	0.9	.130	.141	.149	.155	.159	.160	.159	.153	.146	.130	.110	.084	---	---	---	---	---
5.0	0.6	.117	.123	.128	.132	.133	.131	.129	.127	.124	.116	.104	.088	.065	---	---	---	---
	0.7	.130	.138	.145	.149	.151	.151	.147	.143	.138	.127	.113	.095	.069	---	---	---	---
	0.8	.145	.153	.160	.164	.167	.167	.164	.158	.152	.139	.122	.102	.074	---	---	---	---
	0.9	.157	.167	.174	.179	.182	.182	.180	.175	.167	.151	.132	.109	.079	---	---	---	---
6.0	0.6	.133	.138	.142	.145	.146	.143	.141	.138	.135	.127	.117	.103	.084	---	---	---	---
	0.7	.150	.157	.162	.166	.168	.167	.163	.150	.153	.142	.129	.112	.091	---	---	---	---
	0.8	.168	.175	.181	.184	.186	.186	.183	.177	.171	.157	.141	.122	.098	---	---	---	---
	0.9	.183	.192	.198	.202	.204	.204	.202	.197	.189	.172	.154	.132	.106	---	---	---	---



DISEÑO DE COLUMNAS

DATOS:

$$b = 40$$

$$f'_c = 250 \text{ Kg/cm}^2$$

$$h = 70$$

$$f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$P_u = 190000 \text{ K}$$

$$M_u = 65000 \text{ k-m.}$$

- 1) SE ESCOGE RELACION CONVENIENTE DE ACEROS; EN ESTE CASO:

$$\Delta s_x = 0.30 \rho \times b h$$

$$\Delta s_y = 0.70 \rho \times b h$$

PARA LO CUAL SE SELECCIONA LA TABLA 5.6

- 2) SE CALCULA γ TOMANDO UN RECUBRIMIENTO DE 2.5 CMS.

$$\gamma_b = \frac{40 - 5}{40} = 0.875$$

$$\gamma_h = \frac{70 - 5}{70} = 0.928$$

$$\text{SE ADOPTA } \gamma = 0.90$$

SE CALCULAN u Y v

$$u = \frac{M_u}{f'_c b h^2} = \frac{6500000}{250 \times 40 \times 70^2} = 0.133$$

$$v = \frac{P_u}{f'_c b h} = \frac{190000}{250 \times 40 \times 70} = 0.27$$



- 4) CON ESTOS VALORES SE ENTRA EN LA TABLA INTERPOLANDO PARA γ ENTRE 0.25 Y 0.30 Y PARA μ ENTRE 0.135 Y 0.131 ; SE OBTIENE :

$$\rho = 1.5 \%$$

- 5) SE CALCULA A_s :

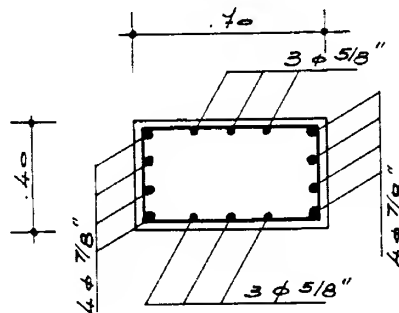
$$A_s = \rho b h = 0.015 \times 40 \times 70 = 42.00 \text{ cm}^2$$

- 6) SE REPARTE ENTRE LAS CARAS SEGUN LAS PROPORCIONES ESTABLECIDAS :

$$A_{sx} = 0.30 \times 42 = 12.6 \text{ cm}^2$$

$$A_{sy} = 0.70 \times 42 = 29.4 \text{ cm}^2$$

ESTAS CANTIDADES DEBEN REPARTIRSE ENTRE AMBAS CARAS.



Corte, Torsión y Ménsula

6



ASPECTOS GENERALES

En las Normas COVENIN-MINDUR 1753-81 el diseño de las secciones sometidas a corte es relativamente sencillo y se trabaja preferentemente con cortes totales y no con esfuerzos cortantes como ha sido práctica profesional frecuente y enfoque bastante empleado por otras Normas.

Sin embargo, dichas Normas COVENIN-MINDUR también establecen vías para estudiar el corte por procedimientos más sofisticados haciendo intervenir la influencia de fuerzas axiales y momentos flectores.

En zonas sísmicas debe detallarse bien la disposición de estribos y cumplir con áreas mínimas de refuerzo y separaciones máximas de ellas que contribuyan a una buena ductilidad de las vigas. Los valores requeridos se indican en el Flujo-grama.

A continuación se dan las tablas para el cálculo de las secciones transversales sometidas a corte. Son tres tipos de tablas que suministran la siguiente información.

Tablas 6.1 a 6.6 Resistencia nominal al corte ϕV_c , en kg, resistida por el concreto para las secciones más usuales y diversos valores de esfuerzos del concreto f'_c .

Tablas 6.7 a 6.14 Resistencia nominal al corte V_s , en kg, resistida por estribo perpendicularmente al eje de la viga. Las tablas son válidas para diversos valores de f'_c y f_y con estribos de 3/8" y de 1/2" de dos y cuatro ramas.

Tablas 6.15 a 6.22 Esfuerzos cortantes v_s y v_c en kg/cm^2 en vigas de sección rectangular. Las tablas son válidas para diversos valores de f'_c y f_y con estribos de 3/8" y de 1/2" de dos y cuatro ramas.



TABLA 6.1

$f'c = 150 \text{ kg/cm}^2$

h ca	d ca	$\rho Vc = 0.53 \sqrt{f'c} (4 \text{ kg/d})$																h ca
		10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80		
10	6	331	497	552	618	693	768	843	918	993	1068	1143	1218	1293	1368	1443		
18	6	441	622	833	1163	1324	1545	1766	1986	2207	2428	2649	2869	3090	3311	3532		
12	18	552	839	1103	1379	1655	1931	2207	2483	2759	3035	3311	3587	3863	4139	4415		
15	12	662	993	1324	1655	1986	2317	2648	2979	3310	3641	3972	4303	4634	4965	5296		
17	14	772	1159	1545	1931	2317	2704	3090	3476	3862	4248	4634	5020	5406	5792	6178		
18	15	828	1241	1655	2069	2483	2897	3311	3725	4139	4553	4967	5381	5795	6209	6623		
20	17	938	1407	1876	2345	2814	3283	3752	4221	4690	5159	5628	6097	6566	7035	7504		
22	19	1048	1572	2097	2621	3145	3669	4193	4717	5241	5765	6289	6813	7337	7861	8385		
25	22	1214	1821	2430	3035	3642	4248	4855	5462	6069	6676	7283	7890	8497	9104	9711		
30	27	1498	2235	2979	3724	4469	5214	5959	6704	7449	8194	8939	9684	10429	11173	11918		
25	20	1183	1685	2207	2759	3310	3862	4414	4966	5517	6069	6621	7173	7725	8277	8829		
30	25	1379	2069	2759	3448	4138	4828	5517	6207	6897	7587	8277	8967	9657	10347	11037		
35	30	1585	2363	3150	3938	4725	5513	6300	7088	7875	8663	9450	10238	11025	11813	12600		
40	35	1831	2759	3687	4615	5543	6471	7399	8327	9255	10183	11111	12039	12967	13895	14823		
45	40	2077	3150	4178	5206	6234	7262	8290	9318	10346	11374	12402	13430	14458	15486	16514		
50	45	2323	3545	4727	5909	7091	8273	9455	10637	11819	12999	14179	15359	16539	17719	18899		
55	50	2569	3941	5223	6505	7787	9069	10351	11633	12915	14197	15479	16761	18043	19325	20607		
60	55	2815	4337	5819	7301	8783	10265	11747	13229	14711	16193	17675	19157	20639	22121	23603		
65	60	3061	4773	6455	8137	9819	11501	13183	14865	16547	18229	19911	21593	23275	24957	26639		
70	65	3307	5179	7081	9083	11085	13087	15089	17091	19093	21095	23097	25099	27101	29103	31105		
75	70	3553	5625	7727	9829	11931	14033	16135	18237	20339	22441	24543	26645	28747	30849	32951		
80	75	3800	6171	8473	10775	13077	15379	17681	19983	22285	24587	26889	29191	31493	33795	36097		
85	80	4046	6727	9229	11731	14233	16735	19237	21739	24241	26743	29245	31747	34249	36751	39253		
90	85	4292	7283	9985	12687	15389	18091	20793	23495	26197	28899	31601	34303	37005	39707	42409		
95	90	4538	7939	10841	13943	16645	19347	22049	24751	27453	30155	32857	35559	38261	40963	43665		
100	95	4784	8595	11747	15049	17851	20653	23455	26257	29059	31861	34663	37465	40267	43069	45871		
105	100	5030	9251	12603	16105	19007	21909	24811	27713	30615	33517	36419	39321	42223	45125	48027		
110	105	5276	9907	13359	16961	19963	22965	25967	28969	31971	34973	37975	40977	43979	46981	49983		
115	110	5522	10663	14615	18317	21319	24321	27323	30325	33327	36329	39331	42333	45335	48337	51339		
120	115	5768	11419	15469	19271	22273	25275	28277	31279	34281	37283	40285	43287	46289	49291	52293		



TABLA 6.2

$f'c = 200 \text{ kg/cm}^2$		$\rho Vc = 0.53 \sqrt{f'c} (\text{kg/d})$																$\frac{b}{d}$ ca	
		10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80			
h	ca	18	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	h	ca	
8	6	382	573	765	956	1147	1338	1529	1720	1911	2102	2294	2485	2676	2867	3058	8	8	
10	8	510	765	1019	1274	1529	1784	2039	2294	2549	2804	3059	3314	3569	3824	4079	10	10	
12	12	637	966	1295	1624	1953	2282	2611	2940	3269	3598	3927	4256	4585	4914	5243	12	12	
15	12	765	1147	1529	1911	2294	2676	3058	3440	3823	4205	4587	4969	5352	5734	6116	15	15	
17	14	892	1338	1784	2230	2676	3122	3568	4014	4460	4906	5352	5798	6244	6690	7136	17	14	
18	15	956	1433	1911	2389	2867	3345	3823	4301	4778	5256	5734	6212	6690	7167	7645	18	15	
20	17	1063	1625	2166	2707	3249	3791	4332	4874	5415	5957	6498	7039	7580	8121	8662	20	18	
22	19	1210	1816	2421	3026	3631	4237	4842	5447	6052	6658	7263	7868	8473	9078	9683	22	22	
25	22	1402	2102	2803	3504	4205	4906	5607	6308	7009	7710	8411	9112	9813	10514	11215	25	25	
30	27	1728	2588	3448	4308	5168	6028	6888	7748	8608	9468	10328	11188	12048	12908	13768	30	30	
25	20	1274	1911	2548	3186	3823	4460	5097	5734	6371	7008	7645	8282	8919	9557	10194	25	20	
30	25	1583	2389	3186	3982	4778	5575	6371	7167	7964	8760	9557	10353	11149	11946	12742	30	25	
35	30	1911	2867	3823	4778	5734	6690	7645	8601	9557	10512	11468	12424	13379	14335	15290	35	30	
40	35	2230	3355	4480	5605	6730	7855	8980	10105	11230	12355	13480	14605	15730	16855	17980	40	35	
45	40	2549	3823	5097	6371	7645	8919	10193	11467	12741	14015	15289	16563	17837	19111	20385	45	40	
50	45	2867	4308	5749	7190	8631	10072	11513	12954	14395	15836	17277	18718	20159	21600	23041	50	45	
55	50	3186	4778	6371	7964	9557	11149	12741	14333	15925	17517	19109	20701	22293	23885	25477	55	50	
60	55	3504	5256	7008	8760	10512	12264	14016	15768	17520	19272	21024	22776	24528	26280	28032	60	55	
65	60	3823	5734	7645	9557	11468	13379	15290	17201	19112	21023	22934	24845	26756	28667	30578	65	60	
70	65	4141	6212	8282	10353	12424	14495	16566	18637	20708	22779	24850	26921	28992	31063	33134	70	65	
75	70	4460	6989	9518	12047	14576	17105	19634	22163	24692	27221	29750	32279	34808	37337	39866	75	70	
80	75	4778	7478	10178	12878	15578	18278	20978	23678	26378	29078	31778	34478	37178	39878	42578	80	75	
85	80	5097	7964	10831	13698	16565	19432	22299	25166	28033	30900	33767	36634	39501	42368	45235	85	80	
90	85	5415	8413	11311	14209	17107	20005	22903	25801	28699	31597	34495	37393	40291	43189	46087	90	85	
95	90	5734	8952	12170	15068	17966	20864	23762	26660	29558	32456	35354	38252	41150	44048	46946	95	90	
100	95	6052	9557	12954	16052	19050	22048	25046	28044	31042	34040	37038	40036	43034	46032	49030	100	95	
105	100	6371	10084	13681	16979	20277	23575	26873	30171	33469	36767	40065	43363	46661	49959	53257	105	100	
110	105	6690	10803	14600	18098	21396	24694	27992	31290	34588	37886	41184	44482	47780	51078	54376	110	105	
115	110	7008	11512	15616	19314	22612	25910	29208	32506	35804	39102	42400	45698	48996	52294	55592	115	110	
120	115	7327	12277	16621	20625	24229	27833	31437	35041	38645	42249	45853	49457	53061	56665	59869	120	115	



TABLA 6.3

$f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$

h cm	b cm	d cm	$\phi V_c = 0.53 \sqrt{f'c} (slab)$														L kg				h cm
			10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	85	90	95	
8	8	6	427	641	855	1069	1282	1496	1710	1923	2137	2351	2564	2778	2992	3205	3419	3632	3845	4058	8
10	8	8	578	855	1132	1409	1686	1963	2240	2517	2794	3071	3348	3625	3902	4179	4456	4733	5010	5287	10
12	8	10	712	1060	1408	1756	2104	2452	2800	3148	3496	3844	4192	4540	4888	5236	5584	5932	6280	6628	12
15	12	12	855	1292	1729	2166	2603	2992	3430	3867	4304	4741	5178	5615	6052	6489	6926	7363	7800	8237	15
17	14	14	997	1496	1994	2493	2992	3490	3989	4488	4987	5486	5985	6484	6983	7482	7981	8480	8979	9478	17
18	15	15	1068	1603	2137	2671	3205	3740	4274	4808	5342	5877	6411	6945	7479	8013	8548	9082	9616	10150	18
20	17	17	1211	1816	2422	3027	3633	4238	4844	5449	6054	6659	7264	7869	8474	9079	9684	10289	10894	11499	20
22	19	19	1353	2038	2723	3408	4093	4778	5463	6148	6833	7518	8203	8888	9573	10258	10943	11628	12313	12998	22
25	22	22	1567	2351	3134	3918	4701	5485	6268	7052	7835	8619	9402	10186	10969	11753	12537	13321	14105	14889	25
30	27	27	1923	2895	3866	4838	5809	6780	7751	8722	9693	10664	11635	12606	13577	14548	15519	16490	17461	18432	30
35	30	30	2137	3249	4360	5471	6582	7693	8804	9915	11026	12137	13248	14359	15470	16581	17692	18803	19914	21025	35
40	35	35	2493	3740	4987	6234	7481	8728	9975	11222	12469	13716	14963	16210	17457	18704	19951	21198	22445	23692	40
45	40	40	2849	4274	5699	7123	8548	9972	11397	12821	14246	15670	17095	18519	19943	21368	22792	24217	25641	27066	45
50	45	45	3205	4808	6411	8013	9616	11219	12821	14424	16027	17630	19232	20835	22438	24041	25644	27247	28850	30453	50
55	50	50	3562	5342	7123	8904	10685	12466	14246	16027	17808	19589	21370	23151	24932	26713	28494	30275	32056	33837	55
60	55	55	3918	5869	7820	9771	11722	13673	15624	17575	19526	21477	23428	25379	27330	29281	31232	33183	35134	37085	60
65	60	60	4274	6411	8548	10685	12821	14958	17095	19232	21369	23506	25643	27780	29917	32054	34191	36328	38465	40602	65
70	65	65	4630	6945	9260	11575	13890	16205	18520	20835	23150	25465	27780	30095	32410	34725	37040	39355	41670	43985	70
75	70	70	4986	7479	9972	12465	14958	17451	19944	22437	24930	27423	29916	32409	34902	37395	39888	42381	44874	47367	75
80	75	75	5342	8013	10685	13356	16027	18698	21369	24040	26711	29382	32053	34724	37395	40066	42737	45408	48079	50750	80
85	80	80	5698	8548	11397	14246	17095	19944	22793	25642	28491	31340	34189	37038	39887	42736	45585	48434	51283	54132	85
90	85	85	6054	9082	12109	15136	18164	21191	24218	27246	30273	33300	36327	39354	42381	45408	48435	51462	54489	57516	90
95	90	90	6411	9616	13021	16048	19075	22102	25129	28156	31183	34210	37237	40264	43291	46318	49345	52372	55399	58426	95
100	95	95	6767	10150	13524	16947	20370	23793	27216	30639	34062	37485	40908	44331	47754	51177	54600	58023	61446	64869	100
105	100	100	7123	10685	14246	17808	21369	24930	28491	32052	35613	39174	42735	46296	49857	53418	56979	60540	64101	67662	105
110	105	105	7479	11219	14958	18698	22438	26177	29917	33656	37396	41136	44875	48615	52354	56094	59834	63574	67314	71054	110
115	110	110	7835	11753	15671	19589	23506	27424	31341	35259	39177	43095	47013	50931	54849	58767	62685	66603	70521	74439	115
120	115	115	8191	12287	16383	20479	24574	28670	32766	36862	40957	45053	49149	53245	57341	61436	65532	69628	73724	77820	120

TABLA 6.4

h cm		b cm		$\phi V_c = 0.53 \sqrt{f'c} (\text{slab})$														h cm	
				[kn]															
8	10	12	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80			
8	8	6	468	762	936	1170	1405	1639	1873	2107	2341	2575	2809	3043	3277	3511	3745		
10	8	8	624	916	1248	1561	1873	2185	2497	2809	3121	3433	3745	4058	4370	4682	4994		
12	8	10	768	1116	1561	1951	2341	2731	3121	3511	3901	4292	4682	5072	5462	5852	6242		
15	12	12	936	1405	1873	2341	2809	3277	3745	4214	4682	5150	5618	6086	6554	7023	7491		
17	14	14	1089	1639	2185	2731	3277	3823	4370	4916	5462	6008	6554	7101	7647	8193	8739		
18	15	15	1170	1756	2342	2928	3514	4100	4686	5272	5858	6444	7030	7616	8202	8788	9373		
20	17	17	1326	1980	2634	3316	3979	4642	5306	5969	6632	7296	7959	8622	9285	9949	10612		
22	19	19	1483	2224	2965	3706	4448	5189	5930	6671	7413	8154	8895	9637	10378	11119	11860		
25	22	22	1717	2575	3433	4292	5150	6009	6867	7725	8584	9442	10300	11158	12016	12875	13733		
30	27	27	2107	3168	4214	5267	6320	7373	8427	9480	10533	11586	12639	13692	14745	15798	16851		
35	30	30	2341	3501	4662	5822	6983	8143	9303	10463	11623	12783	13943	15103	16263	17423	18583		
40	35	35	2731	4091	5452	6812	8173	9533	10893	12253	13613	14973	16333	17693	19053	20413	21773		
45	40	40	3121	4681	6242	7802	9363	10923	12483	14043	15603	17163	18723	20283	21843	23403	24963		
50	45	45	3511	5271	7032	8792	10553	12313	14073	15833	17593	19353	21113	22873	24633	26393	28153		
55	50	50	3901	5861	7822	9782	11743	13703	15663	17623	19583	21543	23503	25463	27423	29383	31343		
60	55	55	4292	6412	8532	10652	12772	14892	17012	19132	21252	23372	25492	27612	29732	31852	33972		
65	60	60	4683	7023	9363	11703	14043	16383	18723	21063	23403	25743	28083	30423	32763	35103	37443		
70	65	65	5072	7608	10144	12680	15216	17752	20288	22824	25360	27896	30432	32968	35504	38040	40576		
75	70	70	5462	8193	10924	13655	16386	19117	21848	24579	27310	30041	32772	35503	38234	40965	43696		
80	75	75	5852	8784	11715	14646	17577	20508	23439	26370	29301	32232	35163	38094	41025	43956	46887		
85	80	80	6242	9363	12483	15603	18723	21843	24963	28083	31203	34323	37443	40563	43683	46803	49923		
90	85	85	6632	9949	13265	16581	19897	23213	26529	29845	33161	36477	39793	43109	46425	49741	53057		
95	90	90	7023	10534	14045	17556	21067	24578	28089	31600	35111	38622	42133	45644	49155	52666	56177		
100	95	95	7413	11119	14825	18531	22237	25943	29649	33355	37061	40767	44473	48179	51885	55591	59297		
105	100	100	7803	11784	15865	19946	24027	28108	32189	36270	40351	44432	48513	52594	56675	60756	64837		
110	105	105	8193	12298	16589	20880	25171	29462	33753	38044	42335	46626	50917	55208	59499	63790	68081		
115	110	110	8583	12873	17364	21855	26346	30837	35328	39819	44310	48801	53292	57783	62274	66765	71256		
120	115	115	8973	13468	17947	22438	26929	31420	35911	40402	44893	49384	53875	58366	62857	67348	71839		



TABLA 6.3

h		$\rho_{vc} = 0.53 \sqrt{f'c} (\text{ebd})$																h	
		[k]																	
ca	ca	12	14	16	18	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	ca
8	6	427	641	855	1068	1282	1496	1710	1923	2137	2351	2564	2778	2992	3205	3419	3632	3846	10
10	8	578	855	1140	1425	1710	1994	2279	2564	2849	3134	3419	3704	3989	4274	4559	4844	5129	12
12	10	712	1068	1425	1781	2137	2493	2849	3205	3561	3917	4274	4630	4986	5342	5698	6054	6410	14
15	12	855	1292	1718	2137	2564	2992	3419	3846	4274	4701	5129	5556	5983	6411	6838	7265	7692	15
17	14	997	1496	1994	2493	2992	3491	3989	4488	4986	5485	5983	6482	6981	7479	7978	8477	8976	17
18	15	1068	1603	2137	2636	3135	3634	4133	4632	5131	5630	6129	6628	7127	7626	8125	8624	9123	18
20	17	1211	1816	2422	3027	3633	4238	4844	5449	6055	6660	7265	7871	8476	9082	9687	10292	10897	20
22	19	1353	2038	2707	3383	4068	4743	5418	6093	6768	7443	8118	8793	9468	10143	10818	11493	12168	22
25	22	1567	2331	3134	3937	4741	5544	6347	7150	7953	8756	9559	10362	11165	11968	12771	13574	14377	25
30	27	1923	2895	3906	4908	5910	6912	7914	8916	9918	10920	11922	12924	13926	14928	15930	16932	17934	30
35	32	2351	3496	4630	5765	6899	8034	9168	10303	11437	12571	13705	14839	15973	17107	18241	19375	20509	35
40	37	2849	4194	5539	6884	8229	9574	10919	12264	13609	14954	16299	17644	18989	20334	21679	23024	24369	40
45	42	3419	5014	6609	8204	9799	11394	12989	14584	16179	17774	19369	20964	22559	24154	25749	27344	28939	45
50	47	4082	5877	7672	9467	11262	13057	14852	16647	18442	20237	22032	23827	25622	27417	29212	31007	32802	50
55	52	4845	6940	9035	11130	13225	15320	17415	19510	21605	23700	25795	27890	29985	32080	34175	36270	38365	55
60	57	5698	8193	10688	13183	15678	18173	20668	23163	25658	28153	30648	33143	35638	38133	40628	43123	45618	60
65	62	6630	9525	12420	15315	18210	21105	24000	26895	29790	32685	35580	38475	41370	44265	47160	50055	52950	65
70	67	7692	11087	14482	17877	21272	24667	28062	31457	34852	38247	41642	45037	48432	51827	55222	58617	62012	70
75	72	8976	12971	16966	20961	24956	28951	32946	36941	40936	44931	48926	52921	56916	60911	64906	68901	72896	75
80	77	10491	15086	19681	24276	28871	33466	38061	42656	47251	51846	56441	61036	65631	70226	74821	79416	84011	80
85	82	12246	17441	22636	27831	33026	38221	43416	48611	53806	59001	64196	69391	74586	79781	84976	90171	95366	85
90	87	14251	20046	25841	31636	37431	43226	49021	54816	60611	66406	72201	78006	83801	89596	95391	101186	106981	90
95	92	16506	23201	29996	36791	43586	50381	57176	63971	70766	77561	84356	91151	97946	104741	111536	118331	125126	95
100	97	19011	26706	34501	42296	50091	57886	65681	73476	81271	89066	96861	104656	112451	120246	128041	135836	143631	100
105	102	21766	30461	39256	48051	56846	65641	74436	83231	92026	100821	109616	118411	127206	136001	144796	153591	162386	105
110	107	24821	34516	44311	54106	63901	73696	83491	93286	103081	112876	122671	132466	142261	152056	161851	171646	181441	110
115	112	28176	39471	50666	61861	73056	84251	95446	106641	117836	129031	140226	151421	162616	173811	185006	196201	207396	115
120	117	31931	44626	57321	70016	82711	95406	108101	120796	133491	146186	158881	171576	184271	196966	209661	222356	235051	120



TABLA 6.4

h		$f'c = 300 \text{ kg/cm}^2$																h	
		$\rho_{vc} = 0.53 \sqrt{f'c} (\text{ebd})$																	
b	d	12	14	16	18	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	ca
8	6	468	702	936	1170	1404	1638	1872	2106	2340	2574	2808	3042	3276	3510	3744	3978	4212	8
10	8	624	936	1248	1560	1872	2184	2496	2808	3120	3432	3744	4056	4368	4680	4992	5304	5616	10
12	10	780	1170	1560	1950	2340	2730	3120	3510	3900	4290	4680	5070	5460	5850	6240	6630	7020	12
15	12	936	1404	1872	2340	2808	3276	3744	4212	4680	5148	5616	6084	6552	7020	7488	7956	8424	15
17	14	1092	1638	2184	2730	3276	3822	4368	4914	5460	6006	6552	7098	7644	8190	8736	9282	9828	17
18	15	1176	1756	2341	2926	3511	4097	4682	5267	5852	6437	7023	7608	8193	8778	9363	9948	10533	18
20	17	1326	1990	2653	3316	3979	4643	5306	5969	6632	7295	7959	8623	9285	9949	10612	11275	11938	20
22	19	1486	2224	2963	3706	4448	5189	5930	6671	7413	8154	8895	9637	10378	11119	11860	12601	13342	22
25	22	1717	2575	3433	4291	5149	6008	6867	7725	8583	9441	10300	11158	12016	12875	13733	14591	15450	25
30	27	2107	3168	4214	5267	6320	7374	8427	9481	10534	11587	12641	13694	14747	15801	16854	17907	18960	30
33	30	2341	3501	4651	5801	6951	8101	9251	10401	11551	12701	13851	15001	16151	17301	18451	19601	20751	33
36	33	2575	3835	5085	6335	7585	8835	10085	11335	12585	13835	15085	16335	17585	18835	20085	21335	22585	36
39	36	2809	4209	5609	7009	8409	9809	11209	12609	14009	15409	16809	18209	19609	21009	22409	23809	25209	39
42	39	3043	4543	6043	7543	9043	10543	12043	13543	15043	16543	18043	19543	21043	22543	24043	25543	27043	42
45	42	3277	4877	6477	8077	9677	11277	12877	14477	16077	17677	19277	20877	22477	24077	25677	27277	28877	45
48	45	3511	5211	6911	8611	10311	12011	13711	15411	17111	18811	20511	22211	23911	25611	27311	28911	30611	48
51	48	3745	5545	7345	9145	10945	12745	14545	16345	18145	19945	21745	23545	25345	27145	28945	30745	32545	51
54	51	3979	5879	7779	9679	11579	13479	15379	17279	19179	21079	22979	24879	26779	28679	30579	32479	34379	54
57	54	4213	6213	8213	10213	12213	14213	16213	18213	20213	22213	24213	26213	28213	30213	32213	34213	36213	57
60	57	4447	6547	8647	10747	12847	14947	17047	19147	21247	23347	25447	27547	29647	31747	33847	35947	38047	60
63	60	4681	6881	9081	11281	13481	15681	17881	20081	22281	24481	26681	28881	31081	33281	35481	37681	39881	63
66	63	4915	7215	9515	11815	14115	16415	18715	21015	23315	25615	27915	30215	32515	34815	37115	39415	41715	66
69	66	5149	7549	9949	12349	14749	17149	19549	21949	24349	26749	29149	31549	33949	36349	38749	41149	43549	69
72	69	5383	7983	10583	13183	15783	18383	20983	23583	26183	28783	31383	33983	36583	39183	41783	44383	46983	72
75	72	5617	8417	11217	14017	16817	19617	22417	25217	28017	30817	33617	36417	39217	42017	44817	47617	50417	75
78	75	5851	8851	11951	14951	17951	20951	23951	26951	29951	32951	35951	38951	41951	44951	47951	50951	53951	78
81	78	6085	9285	12485	15685	18885	22085	25285	28485	31685	34885	38085	41285	44485	47685	50885	54085	57285	81
84	81	6319	9719	13119	16319	19519	22719	25919	29119	32319	35519	38719	41919	45119	48319	51519	54719	57919	84
87	84	6553	10153	13553	16953	20353	23753	27153	30553	33953	37353	40753	44153	47553	50953	54353	57753	61153	87
90	87	6787	10587	14187	17587	21187	24587	28187	31587	35187	38587	42187	45587	49187	52587	56187	59587	63187	90
93	90	7021	11021	14821	18621	22421	26221	29921	33721	37521	41321	45121	48921	52721	56521	60321	64121	67921	93
96	93	7255	11455	15555	19755	23955	28155	32355	36555	40755	44955	49155	53355	57555	61755	65955	70155	74355	96
99	96	7489	11889	16289	20689	25089	29489	33889	38289	42689	47089	51489	55889	60289	64689	69089	73489	77889	99
102	99	7723	12323	16923	21523	26123	30723	35323	39923	44523	49123	53723	58323	62923	67523	72123	76723	81323	102
105	102	7957	12657	17457	22257	27057	31857	36657	41457	46257	51057	55857	60657	65457	70257	75057	79857	84657	105
108	105	8191	13081	18081	23081	28081	33081	38081	43081	48081	53081	58081	63081	68081	73081	78081	83081	88081	108
111	108	8425	13425	18625	23825	29025	34225	39425	44625	49825	55025	60225	65425	70625	75825	81025	86225	91425	111
114	111	8659	13859	19259	24659	29859	35259	40659	46059	51459	56859	62259	67659	73059	78459	83859	89259	94659	114
117	114	8893	14283	19883	25483	30883	36283	41683	47083	52483	57883	63283	68683	74083	79483	84883	90283	95683	117
120	117	9127	14717	20317	26117	31717	37517	43317	49117	54917	60717	66517	72317	78117	83917	89717	95517	101317	120



TABLA 6.5

b		$\phi V_c = 0.53 \sqrt{f'c} \left(1 + \frac{e}{d} \right)$															
$\frac{b}{d}$	$\frac{e}{d}$	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	
8	6	506	759	1011	1264	1517	1770	2023	2276	2529	2781	3034	3287	3540	3793	4045	
10	8	674	1011	1348	1686	2023	2360	2697	3034	3371	3708	4045	4382	4719	5056	5393	
12	10	843	1264	1686	2107	2529	2950	3371	3793	4214	4635	5056	5477	5898	6319	6740	
15	12	1011	1517	2023	2529	3034	3540	4045	4551	5057	5563	6068	6574	7079	7585	8091	
17	14	1180	1770	2360	2950	3540	4130	4720	5310	5900	6490	7080	7670	8260	8849	9439	
18	15	1264	1896	2529	3161	3793	4425	5057	5689	6321	6953	7585	8217	8849	9482	10114	
20	17	1433	2149	2865	3582	4298	5015	5731	6447	7164	7880	8597	9313	10029	10746	11462	
22	19	1601	2402	3203	4004	4805	5606	6407	7208	8007	8807	9608	10409	11210	12011	12811	
25	22	1854	2781	3708	4635	5563	6489	7417	8344	9271	10198	11125	12052	12979	13906	14833	
30	27	2276	3413	4551	5689	6827	7965	9102	10240	11378	12516	13653	14791	15929	17067	18205	
35	32	2799	4136	5473	6810	8147	9484	10821	12158	13495	14832	16169	17506	18843	20180	21517	
40	37	3322	4959	6596	8233	9870	11507	13144	14781	16418	18055	19692	21329	22966	24603	26240	
45	42	3845	5682	7519	9356	11193	13030	14867	16704	18541	20378	22215	24052	25889	27726	29563	
50	47	4368	6405	8542	10679	12816	14953	17090	19227	21364	23501	25638	27775	29912	32049	34186	
55	52	4891	7128	9465	11802	14139	16476	18813	21150	23487	25824	28161	30498	32835	35172	37509	
60	57	5414	7951	10488	13025	15562	18099	20636	23173	25710	28247	30784	33321	35858	38395	40932	
65	62	5937	8774	11311	13948	16585	19222	21859	24496	27133	29770	32407	35044	37681	40318	42955	
70	67	6460	9597	12438	15275	18112	20949	23786	26623	29460	32297	35134	37971	40808	43645	46482	
75	72	6983	10420	13565	16602	19739	22876	26013	29150	32287	35424	38561	41698	44835	47972	51109	
80	77	7506	11243	14796	17933	21070	24207	27344	30481	33618	36755	39892	43029	46166	49303	52440	
85	82	8029	12066	16029	19266	22503	25740	28977	32214	35451	38688	41925	45162	48399	51636	54873	
90	87	8552	12889	17156	20593	23930	27367	30804	34241	37678	41115	44552	47989	51426	54863	58300	
95	92	9075	13712	18379	21980	25417	28954	32391	35828	39265	42702	46139	49576	53013	56450	59887	
100	97	9598	14535	19562	23163	26600	30137	33574	37011	40448	43885	47322	50759	54196	57633	61070	
105	102	10121	15358	20385	24086	27523	31060	34497	37934	41371	44808	48245	51682	55119	58556	61993	
110	107	10644	16181	21208	24909	28350	31887	35324	38761	42198	45635	49072	52509	55946	59383	62820	
115	112	11167	17004	22031	25832	29273	32810	36247	39684	43121	46558	49995	53432	56869	60306	63743	
120	117	11690	17827	22854	26655	30096	33633	37070	40507	43944	47381	50818	54255	57692	61129	64566	

TABLA 6.6

b		$\phi Vc = 0.53 \sqrt{f'c} (1 + \frac{e}{d})$																ϕVc	
h	d	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	85		
cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm		
8	6	541	811	1081	1352	1622	1892	2162	2433	2703	2973	3244	3514	3784	4055	4325	9		
10	8	721	1081	1442	1802	2162	2523	2883	3244	3604	3964	4325	4685	5046	5406	5766	18		
12	10	901	1332	1692	2053	2413	2774	3134	3494	3855	4215	4575	4936	5296	5657	6017	12		
15	12	1081	1622	2162	2703	3244	3784	4325	4865	5406	5947	6487	7028	7568	8109	8650	15		
17	14	1261	1892	2523	3154	3784	4415	5046	5676	6307	6938	7568	8199	8830	9461	10091	17		
18	15	1352	2027	2703	3379	4055	4731	5406	6082	6758	7433	8109	8784	9459	10134	10809	18		
20	17	1532	2298	3063	3829	4595	5361	6127	6893	7659	8425	9191	9956	10722	11488	12254	20		
22	19	1712	2568	3424	4280	5136	5992	6848	7704	8560	9415	10271	11127	11983	12839	13695	22		
25	22	1982	2973	3964	4956	5947	6938	7929	8920	9911	10902	11893	12884	13875	14866	15857	25		
30	27	2433	3649	4865	6082	7298	8514	9731	10947	12164	13380	14596	15813	17029	18245	19462	30		
35	32	2883	4365	5847	7329	8811	10293	11775	13257	14739	16221	17703	19185	20667	22149	23631	35		
40	37	3333	5066	6748	8430	10112	11794	13476	15158	16840	18522	20204	21886	23568	25250	26932	40		
45	42	3784	5689	7571	9453	11335	13217	15099	16981	18863	20745	22627	24509	26391	28273	30155	45		
50	47	4235	6352	8564	10776	12988	15199	17411	19623	21835	24047	26259	28471	30683	32895	35107	50		
55	52	4686	6999	9411	11823	14235	16647	19059	21471	23883	26295	28707	31119	33531	35943	38355	55		
60	57	5137	7652	10264	12876	15488	18099	20711	23323	25935	28547	31159	33771	36383	38995	41607	60		
65	62	5588	8365	11176	13988	16800	19611	22423	25235	28047	30859	33671	36483	39295	42107	44919	65		
70	67	6039	9176	12287	15299	18311	21323	24335	27347	30359	33371	36383	39395	42407	45419	48431	70		
75	72	6490	9987	13298	16510	19722	22934	26146	29358	32570	35782	38994	42206	45418	48630	51842	75		
80	77	6941	10798	14309	17721	21133	24545	27957	31369	34781	38193	41605	45017	48429	51841	55253	80		
85	82	7392	11609	15320	18932	22544	26156	29768	33380	36992	40604	44216	47828	51440	55052	58664	85		
90	87	7843	12421	16341	20153	23965	27777	31589	35401	39213	43025	46837	50649	54461	58273	62085	90		
95	92	8294	13242	17362	21374	25186	29098	32910	36722	40534	44346	48158	51970	55782	59594	63406	95		
100	97	8745	14063	18383	22595	26607	30619	34631	38643	42655	46667	50679	54691	58703	62715	66727	100		
105	102	9196	14884	19504	23806	27918	32030	36042	40054	44066	48078	52090	56102	60114	64126	68138	105		
110	107	9647	15705	20325	24629	28841	32953	37065	41177	45289	49301	53313	57325	61337	65349	69361	110		
115	112	10098	16526	21146	25650	29862	33974	38086	42198	46310	50422	54534	58646	62758	66870	70982	115		
120	117	10549	17347	22067	26771	30973	35085	39197	43309	47421	51533	55645	59757	63869	67981	72093	120		



TABLA 6.7

ESTRIBOSI Ø 3/8"													2 RAMAS													f _v = 2800 kg/cm ²																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																		
s d ca			V _s = $\frac{A_v f_v d}{s}$										[%g]										h ca			h ca			h ca																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																															
h	d	ca	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40	41	42	43	44	45	46	47	48	49	50	51	52	53	54	55	56	57	58	59	60	61	62	63	64	65	66	67	68	69	70	71	72	73	74	75	76	77	78	79	80	81	82	83	84	85	86	87	88	89	90	91	92	93	94	95	96	97	98	99	100																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																										
15	12	9542	7952	6816	5964	5381	4771	4337	3976	3711	3488	3286	3101	2932	2786	2651	2526	2411	2306	2211	2126	2051	1986	1931	1886	1841	1806	1771	1746	1721	1706	1691	1676	1661	1646	1631	1616	1601	1586	1571	1556	1541	1526	1511	1496	1481	1466	1451	1436	1421	1406	1391	1376	1361	1346	1331	1316	1301	1286	1271	1256	1241	1226	1211	1196	1181	1166	1151	1136	1121	1106	1091	1076	1061	1046	1031	1016	1001	986	971	956	941	926	911	896	881	866	851	836	821	806	791	776	761	746	731	716	701	686	671	656	641	626	611	596	581	566	551	536	521	506	491	476	461	446	431	416	401	386	371	356	341	326	311	296	281	266	251	236	221	206	191	176	161	146	131	116	101	86	71	56	41	26	11	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1



TABLA 6.9

ESTRIBOS: ϕ 1/2"												
2 RAMAS												
$f_y = 2800 \text{ kg/cm}^2$												
h	d	s	$V_s = \frac{A_v f_y d}{s}$								$C_k g$	
cm	ca	ca	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
8	6	6	8534	7112	6896	5334	4741	4267	3879	3536	2845	2438
10	8	8	11379	9853	8128	7112	6322	5698	5172	4741	3879	3276
12	10	10	14224	11853	10168	8896	7992	7112	6465	5927	4741	4084
15	12	12	17869	14224	12192	10668	9483	8534	7759	7112	5698	4877
17	14	14	19914	16595	14224	12446	11063	9957	9032	8297	6638	5698
18	15	15	21326	17798	15248	13335	11853	10668	9696	8896	7112	6096
20	17	17	24181	20151	17272	15113	13434	12098	10991	10075	8068	6989
22	19	19	27828	22521	19384	16991	15014	13513	12284	11261	9089	7722
25	22	22	31293	25877	22352	19558	17385	15646	14224	13039	10431	8941
30	27	27	38485	32684	27432	24083	21336	19282	17457	16082	12882	10973
35	30	30	45468	37877	31280	27828	24683	22225	19914	18032	14224	12192
40	35	35	52451	43860	36273	32684	28995	26229	23696	21336	16595	14224
45	40	40	59434	49843	41248	35568	32084	29095	26678	24336	18896	16595
50	45	45	66417	55826	46231	39116	35568	32227	29633	27077	21336	18896
55	50	50	73399	61809	50596	42683	39116	35568	32227	29633	23696	20151
60	55	55	80382	67792	55579	45748	42683	39116	35568	32227	26229	22446
65	60	60	87365	73775	60562	50814	46231	42683	39116	35568	28995	24683
70	65	65	94348	79758	65545	55787	51364	46231	42683	39116	32084	27432
75	70	70	101331	85741	70528	60760	56347	51364	46231	42683	35568	30151
80	75	75	108314	91724	76511	65743	61330	56347	51364	46231	39116	33336
85	80	80	115297	97707	82494	71726	67313	62317	57300	52283	42683	36519
90	85	85	122280	103690	88477	77709	73296	68279	63262	58245	4741	40084
95	90	90	129263	109673	94460	83692	79272	74255	69238	64221	52283	44267
100	95	95	136246	115656	100443	89707	85287	80270	75253	70236	58245	48450
105	100	100	143229	121639	106426	95722	91300	86283	81266	76249	64221	52467
110	105	105	150212	127622	112409	101697	97275	92258	87241	82224	70236	58450
115	110	110	157195	133605	118392	107680	103258	98241	93224	88207	76249	64450
120	115	115	164178	139588	124375	113663	109241	104224	99207	94190	82224	70450

TABLA 6.10

ESTRIBOS: ϕ 1/2"												
4 RAMAS												
$f_y = 2800 \text{ kg/cm}^2$												
h	d	s	$V_s = \frac{A_v f_y d}{s}$								$C_k g$	
cm	ca	ca	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
8	6	6	17869	14224	12192	10668	9483	8534	7759	7112	5698	4877
10	8	8	22758	18609	16256	14224	12644	11379	10362	9483	7584	6562
12	10	10	28448	23707	20320	17780	15884	14224	12931	11853	9483	8128
15	12	12	34138	28448	24384	21336	18965	17069	15517	14224	11379	9754
17	14	14	37827	31189	26948	24892	22126	19914	18032	16595	13379	11379
18	15	15	42672	35568	30680	28678	25787	23336	21336	19396	17780	16256
20	17	17	48362	40381	34544	30726	28688	26181	23956	21983	20151	18128
22	19	19	54052	45063	38688	33782	30028	27826	25469	23221	21087	19010
25	22	22	62586	52135	44784	39116	34778	31293	28448	26877	24862	22845
30	27	27	76818	64088	54864	48086	42672	38493	34113	32084	29633	27432
35	30	30	91050	76320	65616	57888	51364	45945	41526	37107	34113	32084
40	35	35	105282	88552	76848	68128	60608	54189	49770	45351	41526	37107
45	40	40	120514	101784	89088	79272	70787	63262	58843	54424	50005	45586
50	45	45	136746	114016	101320	90464	81979	73494	66959	62540	58121	53702
55	50	50	153978	127248	113552	101696	92014	83529	76994	72575	68156	63737
60	55	55	172210	142480	127776	115840	105152	96667	89132	84713	80294	75875
65	60	60	191442	159712	144032	131008	120320	111835	104296	99877	95458	91039
70	65	65	211674	178944	161216	147184	136496	127911	121372	116953	112534	108115
75	70	70	232906	199176	180448	165456	153768	144183	137644	133225	128806	124387
80	75	75	255138	220408	200680	185688	173999	164414	157875	153456	149037	144618
85	80	80	278370	242640	221912	205920	194231	184646	178107	173688	169269	164850
90	85	85	302602	266872	245144	228128	216439	206854	199315	194896	190477	186058
95	90	90	327834	292104	269376	251400	239711	230126	222587	218168	213749	209330
100	95	95	353066	317336	294608	275632	263943	254358	246819	242399	237980	233561
105	100	100	379298	343568	320840	300864	289175	280590	273051	268632	264213	259794
110	105	105	405530	369800	347120	326144	314455	305870	298331	293912	289493	285074
115	110	110	431762	396032	373440	352464	340775	332190	324651	320232	315813	311394
120	115	115	458004	422264	400672	380696	369007	360422	352883	348464	344045	339626



TABLA 6.11

ESTRIBOS: 4 3/8"		RAMAS																f _y = 4200 kg/cm ²	
		Vs = $\frac{AV \cdot f_y \cdot d}{s}$																[kg]	
h	d	5	6	7	8	9	10	11	12	15	17.5	20	22.5	25	30	35	40	h	d
8	6	7157	5964	5112	4473	3976	3578	3253	2982	2386	2045	1789	1598	1431	1193	1022	8	6	8
10	8	9542	7952	6816	5904	5301	4771	4337	3976	3181	2726	2386	2121	1900	1598	1363	10	8	10
12	10	11928	9948	8520	7455	6627	5964	5422	4978	3976	3408	2982	2651	2386	1998	1784	12	10	12
15	12	14314	11928	10224	8946	7952	7157	6506	5964	4771	4098	3578	3181	2863	2386	2045	15	12	15
17	14	16699	13916	11928	10224	8946	7952	7157	6506	5301	4546	3976	3578	3181	2651	2386	17	14	17
18	15	17892	14918	12760	11183	9948	8946	8133	7455	5964	5112	4473	3976	3578	2982	2536	18	15	18
20	17	20278	16898	14484	12674	11265	10139	9217	8449	6759	5794	5069	4556	4053	3377	2977	20	17	20
22	19	22663	18884	16188	14165	12591	11332	10381	9443	7534	6475	5666	5036	4533	3777	3328	22	19	22
25	22	26242	21868	18744	16401	14579	13121	11928	10934	8747	7498	6568	5831	5248	4374	3749	25	22	25
30	27	32266	26838	23804	20429	17892	16183	14639	13419	10735	9282	8051	7157	6441	5368	4681	30	27	30
35	32	38290	32362	28828	25004	22000	19418	17644	16044	12928	11183	9752	8646	7752	6441	5681	35	32	35
40	37	44314	38386	34000	30000	26800	24000	21600	19600	15600	13600	11928	10428	9282	7952	7052	40	37	40
45	42	50338	44410	39600	35000	31200	27800	25000	22600	18000	15600	13600	11928	10428	9282	7952	45	42	45
50	47	56362	50434	45200	40600	36400	32600	29400	26600	20600	18000	15600	13600	11928	10428	9282	50	47	50
55	52	62386	56458	50800	45800	41200	37000	33400	30200	23200	20200	17600	15600	13600	11928	10428	55	52	55
60	57	68410	62482	56600	51200	46200	41600	37800	34000	25800	22400	19600	17600	15600	13600	11928	60	57	60
65	62	74434	68506	62400	56800	51400	46600	42400	38600	28800	25000	21800	19600	17600	15600	13600	65	62	65
70	67	80458	74530	68200	62600	57000	52000	47400	43200	32200	27800	24200	21000	18800	16800	14800	70	67	70
75	72	86482	80554	74000	68200	62600	57000	52000	47400	34800	30200	26200	22800	20200	17800	15800	75	72	75
80	77	92506	86578	79800	74000	68200	62600	57000	52000	38600	33600	29200	25600	22600	19800	17600	80	77	80
85	82	98530	92602	85600	79800	74000	68200	62600	57000	42400	36800	32200	28200	24600	21600	19000	85	82	85
90	87	104554	98626	91600	85800	79800	74000	68200	62600	47400	41200	36200	31800	27800	24200	21200	90	87	90
95	92	110578	104650	97600	91800	85800	79800	74000	68200	52400	45800	40200	35400	31200	27200	23600	95	92	95
100	97	116602	110684	103600	97800	91800	85800	79800	74000	58400	51200	45000	39800	35000	30600	26600	100	97	100
105	102	122626	116708	109600	103800	97800	91800	85800	79800	63400	55800	49200	43600	38400	33600	29400	105	102	105
110	107	128650	122732	115600	109800	103800	97800	91800	85800	69400	61200	54000	47800	42000	36800	32000	110	107	110
115	112	134674	128756	121600	115800	109800	103800	97800	91800	75400	66800	59200	52400	46200	40600	35800	115	112	115
120	117	140698	134780	127600	121800	115800	109800	103800	97800	81400	72400	64400	57200	50600	44600	39200	120	117	120

TABLA 6.12

ESTRIBOS: 4 3/8"		RAMAS																f _y = 4200 kg/cm ²	
		Vs = $\frac{AV \cdot f_y \cdot d}{s}$																[kg]	
h	d	5	6	7	8	9	10	11	12	15	17.5	20	22.5	25	30	35	40	h	d
8	6	7157	5964	5112	4473	3976	3578	3253	2982	2386	2045	1789	1598	1431	1193	1022	8	6	8
10	8	9542	7952	6816	5904	5301	4771	4337	3976	3181	2726	2386	2121	1900	1598	1363	10	8	10
12	10	11928	9948	8520	7455	6627	5964	5422	4978	3976	3408	2982	2651	2386	1998	1784	12	10	12
15	12	14314	11928	10224	8946	7952	7157	6506	5964	4771	4098	3578	3181	2863	2386	2045	15	12	15
17	14	16699	13916	11928	10224	8946	7952	7157	6506	5301	4546	3976	3578	3181	2651	2386	17	14	17
18	15	17892	14918	12760	11183	9948	8946	8133	7455	5964	5112	4473	3976	3578	2982	2536	18	15	18
20	17	20278	16898	14484	12674	11265	10139	9217	8449	6759	5794	5069	4556	4053	3377	2977	20	17	20
22	19	22663	18884	16188	14165	12591	11332	10381	9443	7534	6475	5666	5036	4533	3777	3328	22	19	22
25	22	26242	21868	18744	16401	14579	13121	11928	10934	8747	7498	6568	5831	5248	4374	3749	25	22	25
30	27	32266	26838	23804	20429	17892	16183	14639	13419	10735	9282	8051	7157	6441	5368	4681	30	27	30
35	32	38290	32362	28828	25004	22000	19418	17644	16044	12928	11183	9752	8646	7752	6441	5681	35	32	35
40	37	44314	38386	34000	30000	26800	24000	21600	19600	15600	13600	11928	10428	9282	7952	7052	40	37	40
45	42	50338	44410	39600	35000	31200	27800	25000	22600	18000	15600	13600	11928	10428	9282	7952	45	42	45
50	47	56362	50434	45200	40600	36400	32600	29400	26600	20600	18000	15600	13600	11928	10428	9282	50	47	50
55	52	62386	56458	50800	45800	41200	37000	33400	30200	23200	20200	17600	15600	13600	11928	10428	55	52	55
60	57	68410	62482	56600	51200	46200	41600	37800	34000	25800	22400	19600	17600	15600	13600	11928	60	57	60
65	62	74434	68506	62400	56800	51400	46600	42400	38600	28800	25000	21800	19600	17600	15600	13600	65	62	65
70	67	80458	74530	68200	62600	57000	52000	47400	43200	32200	27800	24200	21000	18800	16800	14800	70	67	70
75	72	86482	80554	74000	68200	62600	57000	52000	47400	34800	30200	26200	22800	20200	17800	15800	75	72	75
80	77	92506	86578	79800	74000	68200	62600	57000	52000	38600	33600	29200	25600	22600	19800	17600	80	77	80
85	82	98530	92602	85600	79800	74000	68200	62600	57000	42400	36800	32200	28200	24600	21600	19000	85	82	85
90	87	104554	98626	91600	85800	79800	74000	68200	62600	47400	41200	36200	31800	27800	24200	21200	90	87	90
95	92	110578	104650	97600	91800	85800	79800	74000	68200	52400	45800	40200	35400	31200	27200	23600	95	92	95
100	97	116602	110684	103600	97800	91800	85800	79800	74000	58400	51200	45000	39800	35000	30600	26600	100	97	100
105	102	122626	116708	109600	103800	97800	91800	85800	79800	63400	55800	49200	43600	38400	33600	29400	105	102	105
110	107	128650	122732	115600	109800	103800	97800	91800	85800	69400	61200	54000	47800	42000	36800	32000	110	107	110
115	112	134674	128756	121600	115800	109800	103800	97800	91800	75400	66800	59200	52400	46200	40600	35800	115	112	115
120	117	140698	134780	127600	121800	115800	109800	103800	97800	81400	72400	64400	57200	50600	44600	39200	120	117	120



TABLA 6.13

ESTRIBOS: ϕ 1/2"		2 RAMAS																$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$	
h cm	d cm	$V_s = \frac{A_v f_y d}{s}$																$[\text{kg}]$	
		5	6	7	8	9	10	11	12	15	17.5	20	22.5	25	30	35	40	h cm	
8	6	12802	10668	9144	8081	7112	6401	5819	5326	4267	3558	3200	2845	2540	2134	1829	16	8	12
10	8	17869	14224	12192	10668	9483	8534	7759	7112	5696	4877	4267	3793	3414	2845	2438	2134	10	14
12	10	21336	17780	15240	13335	11853	10668	9698	8898	7112	6096	5354	4741	4267	3556	3048	2648	12	16
15	12	25683	21336	18288	16002	14224	12802	11638	10668	8534	7315	6401	5698	5121	4267	3658	3158	15	18
17	14	29870	24692	21336	18669	16595	14935	13377	12446	9937	8534	7458	6638	5974	4978	4267	3718	17	20
18	15	32904	26670	23068	20083	17780	16002	14547	13335	10668	9144	8081	7112	6401	5354	4572	3948	18	22
20	17	36271	30226	25988	22670	20151	18176	16487	15113	12098	10363	9068	8068	7254	6045	5182	4458	20	24
22	19	40538	33782	28956	25337	22521	20249	18427	16891	13513	11582	10135	9009	8108	6726	5791	4966	22	26
25	22	46539	39116	33528	29337	26077	23478	21336	19558	15646	13411	11735	10431	9389	7823	6706	5791	25	29
30	27	57487	48006	41148	36005	32004	28804	26185	24083	19282	16459	14482	12882	11521	9401	8039	6839	30	34
35	32	67472	55568	47680	41680	36778	32787	29376	26880	21780	18668	16459	14853	13282	10834	9286	7986	35	39
40	37	76740	63440	54000	47280	41680	36778	32787	29376	23780	20448	18000	16282	14682	12000	10368	8948	40	44
45	42	85440	71120	60000	52480	45720	40000	35280	31115	25280	21780	19000	17000	15282	12448	10668	9248	45	49
50	47	93740	78680	66000	57680	50000	43720	38000	33335	27000	23000	20000	17882	15882	12882	11000	9568	50	54
55	52	101640	85920	72000	62680	54000	46720	40000	35280	28500	24280	21000	18682	16482	13282	11482	9948	55	59
60	57	109140	92880	78000	67680	58000	50000	42720	37000	30000	25480	22000	19482	17082	13682	11882	10248	60	64
65	62	116240	99520	83000	71680	61000	52480	44720	38500	31000	26080	22480	19682	17082	13482	11682	10008	65	69
70	67	123040	105880	88000	75680	64000	55000	46720	40000	32000	26680	22880	20082	17282	13682	11882	10168	70	74
75	72	129540	111920	93000	80680	68000	58480	49720	42500	34000	28280	24280	21282	18282	14482	12482	10448	75	79
80	77	135840	117680	97680	84680	71680	61680	52480	44720	35720	29480	25280	22082	18882	14882	12682	10608	80	84
85	82	141940	123120	102000	88680	75120	64680	55000	46720	37500	30780	26280	22882	19482	15282	13082	10868	85	89
90	87	147840	128280	106680	92680	78680	67680	57680	48720	39000	31780	26980	23482	19882	15682	13382	11168	90	94
95	92	153540	133120	111120	96680	82120	70680	60000	50720	40500	32780	27680	24082	20282	16082	13782	11468	95	99
100	97	159040	137680	115680	100680	85680	73680	62480	52480	41720	33480	28080	24382	20482	16282	13982	11668	100	104
105	102	164340	141920	119680	104680	89120	76680	65000	54720	43480	34780	29080	25182	21082	16482	14282	11968	105	109
110	107	169440	145880	123320	108680	92680	79680	67680	56720	45000	35780	29680	25482	21282	16682	14482	12168	110	114
115	112	174340	149520	126680	111680	95680	82680	70680	59720	47720	38080	31480	26982	21682	16882	14682	12368	115	119
120	117	179040	152920	129680	114680	98680	85680	73680	61720	50000	39780	32680	27682	21982	16982	14882	12568	120	124

TABLA 6.14

ESTRIBOS: ϕ 1/2"		4 RAMAS																$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$	
h cm	d cm	$V_s = \frac{A_v f_y d}{s}$																$[\text{kg}]$	
		5	6	7	8	9	10	11	12	15	17.5	20	22.5	25	30	35	40	h cm	
8	6	25683	21336	18288	16002	14224	12802	11638	10668	8534	7315	6401	5698	5121	4267	3658	3158	8	12
10	8	34338	28448	24384	21336	18669	16595	15117	14224	11279	9754	8534	7586	6828	5698	4877	4178	10	14
12	10	42672	35568	30480	26478	23787	21336	19396	17780	14224	12192	10668	9483	8534	7112	6045	5182	12	16
15	12	51284	42672	36576	32084	28448	25683	23276	21336	17069	14638	12802	11379	10241	8534	7315	6354	15	18
17	14	59741	49784	42672	37338	33189	29870	27155	24872	19914	17069	14935	13276	11948	9957	8534	7315	17	20
18	15	64880	53348	45720	40085	35568	32084	29095	26478	21336	18288	16002	14224	12802	10668	9248	7948	18	22
20	17	72542	60432	51816	45339	40381	36271	32974	30226	24181	20726	18336	16121	14588	12098	10363	8948	20	24
22	19	81937	67564	57912	50423	43843	38538	34853	31782	25265	21655	19000	16817	15153	12513	10668	9248	22	26
25	22	93878	78232	67536	58674	51555	45339	40272	37116	31293	26822	23478	20882	18776	15646	13411	11582	25	29
30	27	115214	96012	82276	72089	64088	57687	52378	48086	38485	32918	28804	25683	23043	19282	16459	14224	30	34
35	32	13444	11128	95680	83680	74113	65675	59257	53348	42458	36480	31638	28048	24878	20448	17869	15240	35	39
40	37	15658	13068	11148	96680	84680	74676	66680	58680	46680	40680	35680	31680	28048	24878	20448	17869	40	44
45	42	17868	14728	12528	10868	93543	82973	74676	66680	53680	46680	40680	35680	31680	28048	24878	20448	45	49
50	47	19288	16028	13748	120015	10468	90812	80680	71680	56680	49680	42680	37680	32680	28048	24878	20448	50	54
55	52	21338	17788	15248	13338	11853	10668	9698	8898	7112	6096	5354	4741	4267	3556	3048	2648	55	59
60	57	23448	19588	16748	14682	12882	11638	10668	9698	7823	6706	5874	5121	4572	3718	3158	2718	60	64
65	62	25682	21336	18288	16002	14224	12802	11638	10668	8534	7315	6401	5698	5121	4267	3658	3158	65	69
70	67	27904	23068	19828	17338	15240	13335	12098	10908	8898	7759	6898	6182	5574	4628	3948	3348	70	74
75	72	29870	24692	21336	18669	16595	14935	13377	12446	9937	8534	7458	6638	5974	4978	4267	3718	75	79
80	77	32068	26670	23068	20083	17780	16002	14547	13335	10668	9144	8081	7112	6401	5354	4572	3948	80	84
85	82	34376	28448	24384	21336	18669	16595	15117	14224	11279	9754	8534	7586	6828	5698	4877	4178	85	89
90	87	36248	30226	25988	22670	20151	18176	16487	15113	12098	10363	9068	8068	7254	6045	5182	4458	90	94
95	92	38488	32068	27688	24083	21249	19024	17156	15518	12446	10668	9248	8248	7348	6045	5182	4458	95	99
100	97	40834	33782	28956	25337	22521	20249	18427	16891	13513	11582	10135	9009	8108	6726	5791	4966	100	104
105	102	43384	35988	30848	26883	23648	21136	19024	17156	13848	11882	10368	9248	8248	6839	5839	4966	105	109
110	107	45932	37948	32448	28136	24628	21848	19558	17456	14028	12000	10448	9348	8348	6948	5948	5048	110	114
115	112	48582	39908	34008	29482	25582	22482	20082	17780	14482	12448	10782	9582	8582	7182	6182	5282	115	119
120	117	51232	41868	35448	30528	26227	23027	20427	18127	14627	12582	10822	9622	8622	7222	6222	5322	120	124



TABLA 6.15

V _s = ESFUERZO CORTANTE NORMAL ABSORBIDO POR LOS ESTRIBOS EN Kg/cm ²																						f _y = 2800 kg/cm ²	
ESTRIBOS: ϕ 3/8"																							
SEPARACION DE LOS ESTRIBOS [cm]																							
b	cm	5	6	7	8	9	10	11	12	15	17.5	20	22.5	25	28	30	35	38	40	45	50		
10	15																						
15	20																						
20	25																						
25	30																						
30	35																						
35	40																						
40	45																						
45	50																						
50	55																						
55	60																						
60	65																						
65	70																						
70	75																						
75	80																						
80	85																						

V _c = ESFUERZO CORTANTE NORMAL ABSORBIDO POR EL CONCRETO EN Kg/cm ²			
f'c	V _c = 0.33/f'c	V _c = 1.06/f'c	V _c = 2.10/f'c
150	6.49	12.98	25.72
200	7.50	14.99	29.78
250	8.38	16.76	33.20
300	9.10	18.36	36.37
350	9.62	19.83	39.29
400	10.00	21.20	42.00



TABLA 6.16

		V _s = ESFUERZO CORTANTE NORMAL ABSORBIDO POR LOS ESTRIBOS EN Kg/cm ²																		f _y = 4200 kg/cm ²			
		ESTRIBOS: ϕ 3/8"																					
		SEPARACION DE LOS ESTRIBOS [cm]																					
b	cm	5	6	7	8	9	10	11	12	15	17.5	20	22.5	25	30	35	38	40	45	50			
10																							
15																							
20																							
25																							
30																							
35																							
40																							
45																							
50																							
55																							
60																							
65																							
70																							
75																							
80																							

V _c = ESFUERZO CORTANTE NORMAL ABSORBIDO POR EL CONCRETO EN Kg/cm ²			
f'c	V _c = 0.33/f'c	V _c = 1.06/f'c	V _c = 2.10/f'c
150	6.49	12.98	25.72
200	7.50	14.99	29.78
250	8.38	16.76	33.20
300	9.10	18.36	36.37
350	9.62	19.83	39.29
400	10.00	21.20	42.00



TABLA 6.17

v_s = ESFUERZO CORTANTE NORMAL ABSORBIDO POR LOS ESTRIBOS Kg/cm ²		ESTRIBOS: ϕ 3/8																$f_y = 4200$ Kg/cm ²	
		SEPARACION DE LOS ESTRIBOS [cm.]																	
b	ca	5	6	7	8	9	10	11	12	13	15	17.5	20	22.5	25	30	35		
18	18																		
20	20																		
22	22																		
25	25																		
30	30																		
35	35																		
40	40																		
45	45																		
50	50																		
55	55																		
60	60																		
65	65																		
70	70																		
75	75																		
80	80																		

v_c = ESFUERZO CORTANTE NORMAL ABSORBIDO POR EL CONCRETO EN Kg/cm ²			
$f'c$	$v_c = 8.53\sqrt{f'c}$	$v_c = 1.86\sqrt{f'c}$	$v_c = 2.10\sqrt{f'c}$
100	85.3	18.6	21.2
150	105.9	23.2	26.7
200	126.5	27.8	32.2
250	147.1	32.4	37.7
300	167.7	37.0	43.2
350	188.3	41.6	48.7
400	208.9	46.2	54.2

TABLA 6.18

v_s = ESFUERZO CORTANTE NORMAL ABSORBIDO POR LOS ESTRIBOS EN Kg/cm ²		ESTRIBOS: ϕ 1/2																$f_y = 4200$ Kg/cm ²	
		SEPARACION DE LOS ESTRIBOS [cm.]																	
b	ca	5	6	7	8	9	10	11	12	13	15	17.5	20	22.5	25	30	35		
18	18																		
20	20																		
22	22																		
25	25																		
30	30																		
35	35																		
40	40																		
45	45																		
50	50																		
55	55																		
60	60																		
65	65																		
70	70																		
75	75																		
80	80																		

v_c = ESFUERZO CORTANTE NORMAL ABSORBIDO POR EL CONCRETO EN Kg/cm ²			
$f'c$	$v_c = 8.53\sqrt{f'c}$	$v_c = 1.86\sqrt{f'c}$	$v_c = 2.10\sqrt{f'c}$
100	85.3	18.6	21.2
150	105.9	23.2	26.7
200	126.5	27.8	32.2
250	147.1	32.4	37.7
300	167.7	37.0	43.2
350	188.3	41.6	48.7
400	208.9	46.2	54.2



TABLA 6.19

V_c = ESFUERZO CORTANTE NORMAL ABSORBIDO POR LOS ESTRIBOS EN Kg/cm ² ESTRIBOS: ϕ 3/8"															
SEPARACION DE LOS ESTRIBOS [cm]															
b	5	6	7	8	9	10	11	12	13	15	17.5	20	22.5	25	30
18															
15															
20															
25															
30															
35															
40															
45															
50															
55															
60															
65															
70															
75															
80															

V_c = ESFUERZO CORTANTE NORMAL ABSORBIDO POR EL CONCRETO EN Kg/cm ²			
$f'c$	$V_c = 0.33\sqrt{f'c}$	$V_c = 1.86\sqrt{f'c}$	$V_c = 2.18\sqrt{f'c}$
150	6.49	12.90	25.72
200	7.38	14.99	29.78
250	8.38	16.74	33.20
300	9.18	18.36	36.37
350	9.92	19.83	39.29
400	10.60	21.20	42.00



TABLA 6.20

V_c = ESFUERZO CORTANTE NORMAL ABSORBIDO POR LOS ESTRIBOS EN Kg/cm ² ESTRIBOS: ϕ 1/2"															
SEPARACION DE LOS ESTRIBOS [cm]															
b	5	6	7	8	9	10	11	12	13	15	17.5	20	22.5	25	30
18															
15															
20															
25															
30															
35															
40															
45															
50															
55															
60															
65															
70															
75															
80															

V_c = ESFUERZO CORTANTE NORMAL ABSORBIDO POR EL CONCRETO EN Kg/cm ²			
$f'c$	$V_c = 0.33\sqrt{f'c}$	$V_c = 1.86\sqrt{f'c}$	$V_c = 2.18\sqrt{f'c}$
150	6.49	12.90	25.72
200	7.38	14.99	29.78
250	8.38	16.74	33.20
300	9.18	18.36	36.37
350	9.92	19.83	39.29
400	10.60	21.20	42.00



TABLA 6.21

Y _a = ESFUERZO CORTANTE NORMAL ABSORBIDO POR LOS ESTRIBOS EN Kg/cm ²																																	
ESTRIBOS: ϕ 1/2"		2. RAPAS																		fy = 28000 kg/cm ²													
		SEPARACION DE LOS ESTRIBOS [cm.]																															
b	a	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	
10	18																																
15	25																																
20	32																																
25	39																																
30	46																																
35	53																																
40	60																																
45	67																																
50	74																																
55	81																																
60	88																																
65	95																																
70	102																																
75	109																																
80	116																																

V _c = ESFUERZO CORTANTE NORMAL ABSORBIDO POR EL CONCRETO EN Kg/cm ²		V _c = 8.53/f _{cc}		V _c = 1.86/f _{cc}		V _c = 2.18/f _{cc}	
f _{cc}	V _c	f _{cc}	V _c	f _{cc}	V _c	f _{cc}	V _c
158	6.49	12.98	25.72	12.98	25.72	12.98	25.72
200	7.58	14.99	29.76	14.99	29.76	14.99	29.76
258	8.38	16.76	33.28	16.76	33.28	16.76	33.28
308	9.18	18.36	36.37	18.36	36.37	18.36	36.37
358	9.92	19.83	39.29	19.83	39.29	19.83	39.29
408	10.58	21.26	42.08	21.26	42.08	21.26	42.08

TABLA 6.22

ESTRIBOS: ϕ 1/2"		SEPARACION DE LOS ESTRIBOS															[cm.]		fy = 2800 kg/cm ²														
		5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	
b	ca																																
10	18																																
15	25																																
20	32																																
25	39																																
30	46																																
35	53																																
40	60																																
45	67																																
50	74																																
55	81																																
60	88																																
65	95																																
70	102																																
75	109																																
80	116																																

V _c = ESFUERZO CORTANTE NORMAL ABSORBIDO POR EL CONCRETO EN Kg/cm ²		V _c = 8.53/f _{cc}		V _c = 1.86/f _{cc}		V _c = 2.18/f _{cc}	
f _{cc}	V _c	f _{cc}	V _c	f _{cc}	V _c	f _{cc}	V _c
158	6.49	12.98	25.72	12.98	25.72	12.98	25.72
200	7.58	14.99	29.76	14.99	29.76	14.99	29.76
258	8.38	16.76	33.28	16.76	33.28	16.76	33.28
308	9.18	18.36	36.37	18.36	36.37	18.36	36.37
358	9.92	19.83	39.29	19.83	39.29	19.83	39.29
408	10.58	21.26	42.08	21.26	42.08	21.26	42.08

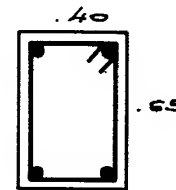




DISEÑO DE SECCIONES SOMETIDAS A CORTE

DETERMINAR:

ÁREA Y SEPARACIÓN DE LOS ESTRIBOS: ΔV Y S



DATOS:

$$V_u = 32000 \text{ K}$$

$$\phi = 0.85$$

(a una distancia "d" de la cara del apoyo).

$$b_w = 40 \text{ cm.}$$

$$d = 60 \text{ cm. } h = 65 \text{ cm.}$$

$$f'_c = 250 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

VIGA RESISTENTE A SISMO

A - USANDO TABLAS PARA

FUERZAS CORTANTES TOTALES.

A 1- DE LA TABLA N° ENTRANDO CON $h = 65$
Y $b_w = 40$ SE OBTIENE EL CORTE
RESISTIDO POR EL CONCRETO:

$$\phi V_c = 17095 \text{ K}$$

A 2- SE CALCULA EL VALOR DE V_s

$$V_s = \frac{V_u - \phi V_c}{\phi} = \frac{32000 - 17095}{0.85} = 17535 \text{ K}$$

A 3- SE USARAN ESTRIBOS DE $\phi 3/8"$

A 4- SE ENTRA EN LA TABLA N° CON $h = 65$
Y UN VALOR CERCANO A V_s (EN ESTE
CASO SERIA 17892) Y SE OBTIENE
UNA SEPARACIÓN DE 20 cm.



A5- COMO SE TRATA DE UNA VIGA RESISTENTE A SISMO NO SE PERMITE UNA SEPARACION DE ESTRIBOS SUPERIOR A $\frac{d}{4}$; PORTANTO SE ADOPTAN ESTRIBOS DE $\phi 3/8$ " CADA 15 cm.

B- USANDO TABLAS PARA ESFUERZOS CORTANTES.

B1- SE CALCULA EL ESFUERZO CORTANTE ULTIMO NOMINAL:

$$v_n = \frac{V_u}{\phi b d} = \frac{32000}{.85 \times 40 \times 60} = 15.69$$

B2- SE TRABAJARA CON ESTRIBOS DE $\phi 3/8$ "; PARA LO CUAL SE EMPLEARA LA TABLA N° EN DICHA TABLA SE OBTIENE EL VALOR DE V_c CORRESPONDIENTE A $f'_c = 250$
 $V_c = 8.38 \text{ kg/cm}^2$

B3- SE CALCULA V_s :

$$V_s = V_u - V_c$$

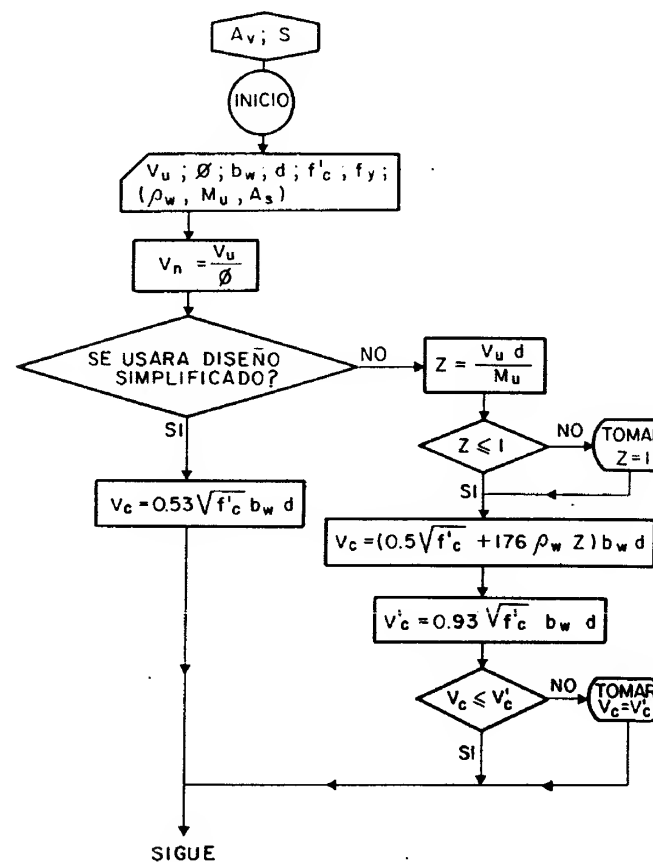
$$V_s = 15.69 - 8.38 = 7.31 \text{ kg/cm}^2$$

B4- TRABAJANDO CON LA MISMA TABLA N° , ENTRANDO CON $b_w = 40$ Y UN VALOR CERCANO A V_s (7.46 EN ESTE CASO), SE OBTIENE LA SEPARACION DE LOS ESTRIBOS : $S = 20 \text{ cm}$.

B5- COMO SE TRATA DE UNA VIGA RESISTENTE A SISMO NO SE PERMITE UNA SEPARACION MAYOR QUE $\frac{d}{4}$; POR LO QUE SE ADOPTAN ESTRIBOS DE $\phi 3/8$ " CADA 15 cm.

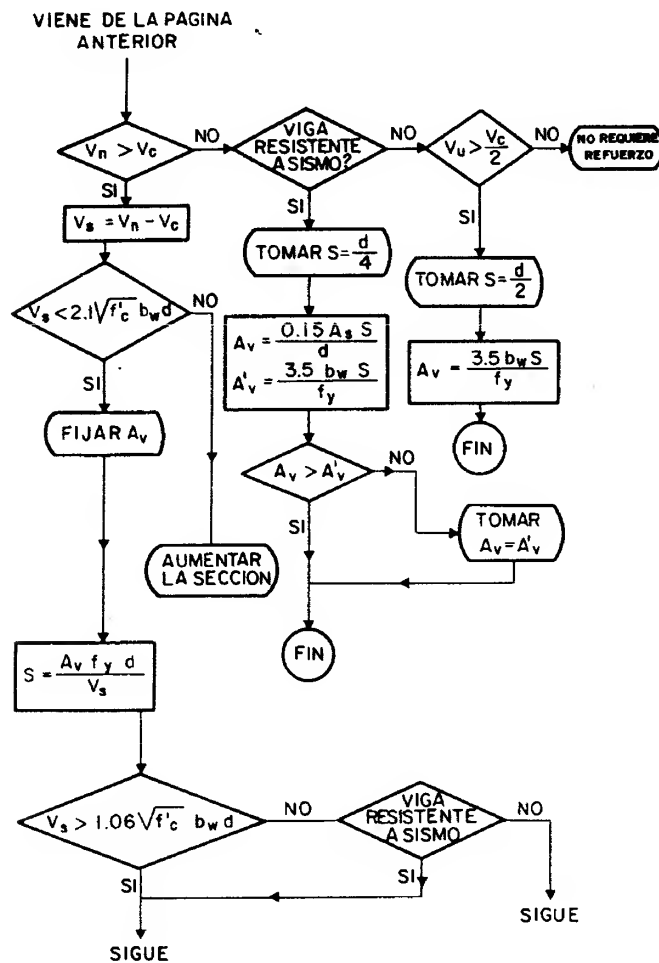


FLUJOGRAMA 6.1

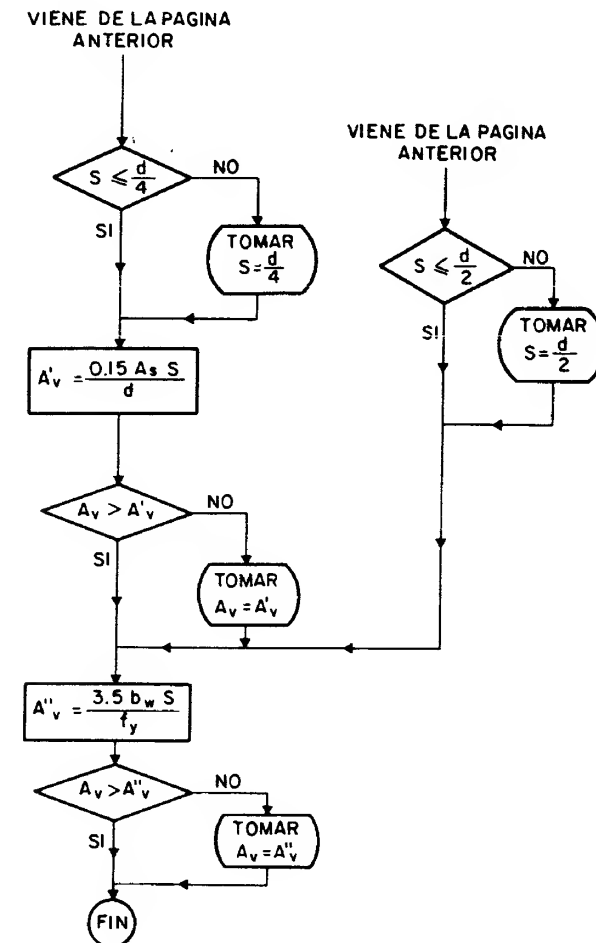




FLUJOGRAMA 6.1



FLUJOGRAMA 6.1





DISEÑO DE SECCIONES SOMETIDAS A CORTE.

DETERMINAR:

ÁREA Y SEPARACIÓN DE LOS
ESTRIBOS: Δv y S .

DATOS:

$V_u = 32.000 \text{ K}$ (a una distancia "d" de la cara del apoyo).
 $\phi = 0.85$
 $b_w = 40 \text{ cm.}$
 $d = 60 \text{ cm.}$ $h = 65 \text{ cm.}$
 $f'_c = 250 \text{ K/cm}^2$
 $f_y = 4.200 \text{ K/cm}^2$ $\Delta s = 12 \text{ cm}^2$
 VIGA RESISTENTE A SISMO

1) SE CALCULA EL CORTE NOMINAL

$$V_n = \frac{V_u}{\phi} = \frac{32.000}{0.85} = 37.647 \text{ K}$$

2) SE DISEÑARA EN FORMA SIMPLIFICADA POR LO CUAL SE CALCULA EL CORTE QUE TOMA EL CONCRETO SIN INCLUIR μu :

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} b_w d$$

$$V_c = 0.53 \sqrt{250} \times 40 \times 60 = 20.112 \text{ K}$$

3) COMO EL CORTE NOMINAL ES MAYOR QUE EL RESISTIDO POR EL CONCRETO SOLO, SE REQUIEREN ESTRIBOS:

SE CALCULARA V_s

$$V_s = V_n - V_c = 37.647 - 20.112 = 17.535 \text{ K}$$



4) SE COMPARA EL VALOR DE V_s CON EL MÁXIMO PERMITIDO:

$$V_{smax.} = 2.1 \sqrt{f'_c} b_w d$$

$$V_{smax.} = 2.1 \sqrt{250} \times 40 \times 60 = 79.689 \text{ K}$$

SE OBSERVA QUE V_s ES MENOR QUE ESTE VALOR POR LO CUAL SE MANTIENEN LAS DIMENSIONES Y SE PASA A CALCULAR EL REFUERZO.

5) SE FIJA EL ÁREA DE LAS BARRAS Y SE CALCULA LA SEPARACIÓN:

CON ESTRIBOS DE $\phi \frac{3}{8}$ " SE TIENE:

$$\Delta v = 1.42 \text{ cm}^2$$

$$S = \frac{\Delta v f_y d}{V_s} = \frac{1.42 \times 4.200 \times 60}{17.535} = 20.4 \text{ cms.}$$

6) SE CALCULA EL VALOR DE CONTROL:

$$1.06 \sqrt{f'_c} b_w d = 1.06 \sqrt{250} \times 40 \times 60 = 40.224 \text{ K}$$

SE OBSERVA QUE V_s ES MENOR QUE ESTE VALOR, PERO COMO LA VIGA ES RESISTENTE A SISMO SE DEBE TENER SEPARACIÓN MÁXIMA DE LOS ESTRIBOS:

$$S = \frac{d}{4} = \frac{60}{4} = 15 \text{ cms.}$$

7) SE VERIFICA EL ÁREA DE ESTRIBOS:

$$\Delta'_v = \frac{0.15 \Delta s S}{d} = \frac{0.15 \times 12.0 \times 15}{60} = 0.45$$

$$\Delta v > 0.45 \text{ OK.}$$

$$\Delta''_v = \frac{3.5 b_w S}{f_y} = \frac{3.5 \times 40 \times 15}{4.200} = 0.50$$

$$\Delta v > 0.50 \text{ OK}$$



ASPECTOS GENERALES

El fenómeno de torsión se presenta en el caso de vigas balcón, vigas de planta curva, vigas con ménsulas dispuestas o cargadas asimétricamente, vigas que soportan voladizos, vigas que soportan losas semi-empotradas en ellas, etc., y en general en secciones en las cuales el plano de las cargas no contiene al eje de la viga.

FLUJOGRAMAS PARA DISEÑO POR TORSIÓN DE SECCIONES RECTANGULARES DE CONCRETO ARMADO

En las Normas COVENIN-MINDUR 1753-81 se dan criterios y fórmulas para el diseño de secciones sometidas a torsión.

A fin de facilitar y sistematizar la aplicación de esas Normas se ha preparado un flujograma donde se siguen detalladamente los diversos pasos requeridos para diseñar dichas secciones.

Se incluyen también ejemplos de aplicación del flujograma.

TABLAS DE "PROPIEDADES DE SECCIONES SOMETIDAS A TORSIÓN"

Se incluyen tablas con los valores de los esfuerzos máximos y la rigidez de secciones sometidas a torsión.

Los esfuerzos se calculan por la teoría de Saint-Venant.

Se incluyen unas tablas correspondientes a las secciones rectangulares de concreto armado; en ellas se dan coeficientes para calcular el esfuerzo máximo (según Saint-Venant), la rigidez y la relación de rigideces entre flexión y torsión.

Se dan ejemplos de aplicación de estas tablas.



NOTACION

Se ha usado la misma notación de las Normas COVENIN-MINDUR 1753-81 con las siguientes adiciones:

G	= módulo de elasticidad para fuerza cortante ($G = \frac{E}{2(1 + \mu)}$);
J^*	= factor de torsión;
J_1, J_2, J_3	= términos por el cálculo de J^* ;
S_f	= rigidez a flexión (se ha tomado igual a $\frac{4EI}{L}$);
S_t	= rigidez a torsión;
a	= lado de la sección;
c	= lado de la sección;
j^*	= coeficiente para calcular el factor de torsión;
k, k'	= relación entre la rigidez a flexión y la rigidez a torsión;
t	= espesor del ala de las vigas;
z, z_1	= dimensiones de la sección;
α	= ángulo de torsión;
β_1, β_2	= coeficientes para el cálculo de J^* ;
ϕ	= coeficiente para el cálculo del esfuerzo máximo;
μ	= módulo de Poisson (para el cálculo de las tablas se ha tomado $\mu = 1/6$);
$\tau_{máx}$	= esfuerzo máximo de torsión.

BIBLIOGRAFIA

- Hsu y Kemp
"Tentative design criteria for torsion". ACI Journal V 66, N°1
Enero de 1969 - Detroit, EE.UU.



- Le Covec, J.
"Memento d'emploi des regles B.A. 1960"
Ed Dunod - París, 1964.
- Mattock, A. H.
"How to design for torsion"
Special Publication N° 18
"Torsion of structural concrete"
American Concrete Institute
Detroit, 1968.
- Merriman y Wiggin
"American Civil Engineers' Handbook"
Ed John Wiley and Sons
New York, 1930.
- Park, R. y Paulay, L.
"Reinforced concrete structures"
Ed Wiley-Interscience
New York, 1975.



PROPIEDADES DE SECCIONES RECTANGULA- -RES, SOMETIDAS A TORSION.

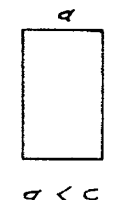
- ① ESFUERZO MAXIMO DE TORSION
SEGUN SAINT-VENANT.

$$\tau_{max.} = \varphi \frac{T}{a^2 c}$$

$$\varphi = 3 + \frac{2.60}{0.45 + \frac{c}{a}} \quad (\text{VER TABLA})$$

SEGUN TEORIA DE ESTADOS LIMITES:

$$\tau_{max.} = \rho_{ute} \frac{T}{a^2 c} \quad \rho_{ute} = \frac{2}{1 + \frac{a}{3c}} \quad (\text{VER TABLA})$$



- ② RIGIDEZ A TORSION:

$$S_t = \frac{G J}{L}$$

$$J^* = j^* a^3 c$$

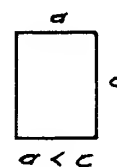
$$j = \frac{1}{3} \left[1 - 0.63 \frac{a}{c} \left(1 - \frac{a^4}{12c^4} \right) \right] \quad (\text{VER TABLA})$$

- ③ RELACION ENTRE RIGIDEZ A FLEXION Y
RIGIDEZ A TORSION DE UNA VIGA:

$$\frac{S_f}{S_t} = \frac{4 E \frac{I}{L}}{\frac{G J^*}{L}} ;$$

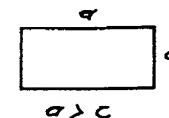
VIGA COLOCADA EN ESTA POSICION:

$$k = \frac{S_f}{S_t} = \frac{2(1+u)}{3j^*} \frac{c^2}{a^2} \quad (\text{VER TABLA})$$



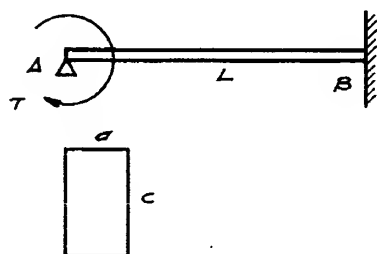
VIGA COLOCADA EN ESTA POSICION:

$$k' = \frac{S_f}{S_t} = \frac{2(1+u)}{3j^*} \quad (\text{VER TABLA})$$



SECCIONES SOMATIDAS A TORSION

- ① EN LA VIGA MOSTRADA CALCULAR ESFUERZO MAXIMO, RIGIDEZ Y ANGULO DE TORSION, ASI COMO RELACION ENTRE RIGIDEZ A FLEXION Y RIGIDEZ A TORSION.



DATOS :

$$a = 30 \text{ cms.}$$

$$c = 60 \text{ cms.}$$

$$L = 800 \text{ cms.}$$

$$E = 238750 \text{ K/cm}^2$$

$$T = 200000 \text{ K-cm}$$

$$\mu = 1/6$$

- 1-1 SE CALCULA a/c PARA ENTRAR EN LA TABLA

$$a/c = \frac{30}{60} = 0.50$$

- 1-2 SE ENTRA EN LA TABLA CON ESTE VALOR Y SE OBTIENEN LOS COEFICIENTES :

$$\begin{aligned} \rho &= 4.06 \\ j^* &= 0.2289 \\ k &= 13.5900 \end{aligned}$$

- 1-3 SE CALCULA EL VALOR DE $\tau_{max.}$:

$$\tau_{max.} = \rho \frac{T}{a^2 c} = 4.06 \frac{200.000}{30^2 \times 60} = 15.04 \text{ K/cm}^2$$



- 1-4 SE CALCULAN EL FACTOR DE TORSION Y LA RIGIDEZ A TORSION:

$$J^* = j^* a^3 c = 0.2289 \times 30^3 \times 60 =$$

$$J^* = 370818 \text{ cm}^4$$

$$S_t = \frac{6 J^*}{L} = \frac{238750 \times 370818}{2(1 + 1/6) 800} =$$

$$S_t = 47428283$$

- 1-5 SE CALCULA EL ANGULO DE TORSION :

$$\alpha = \frac{T}{S_t} = \frac{200000}{47428283} = 0.0042 \text{ rad.}$$

- 1-6 LA RELACION ENTRE LA RIGIDEZ A FLEXION Y TORSION SE SACA DE LA TABLA :

$$K = \frac{S_f}{S_t} = 13.5916$$

SE COMPRUEBA ESTE VALOR CALCULANDO LAS RIGIDECES :

$$S_f = \frac{4 E I}{L} = \frac{4 \times 238750 \times 30 \times 60^3}{12 \times 800} = 644625000$$

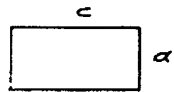
S_t FUE CALCULADA ANTERIORMENTE Y VALE :

$$S_t = 47428283$$

$$\frac{S_f}{S_t} = \frac{644625000}{47428283} = 13.5916 \text{ OK.}$$

SECCIONES SOMETIDAS A TORSION

- ② CALCULAR LOS MISMOS VALORES DEL PROBLEMA ANTERIOR PERO COLOCANDO LA VIGA EN LA POSICION INDICADA A CONTINUACION:



DATOS:

$a = 30$

$c = 60$

$L = 800$

$E = 238750 \text{ K/cm}^2$

$T = 200000 \text{ K/cm.}$

$\mu = 1/6$

- 1-1 SE CALCULA a/c PARA ENTRAR EN LA TABLA:

$$\frac{a}{c} = \frac{30}{60} = 0.50$$

- 1-2 SE OBTIENEN DE LA TABLA LOS VALORES SIGUIENTES:

$j^* = 4.06$

$\rho = 0.2289$

$k' = 3.3979$

- 1-3 LOS VALORES DE $\tau_{max.}$, S_t y α SON IGUALES A LOS OBTENIDOS EN EL PROBLEMA ANTERIOR:

$\tau_{max.} = 15.04 \text{ K/cm}^2$

$S_t = 47428283 \text{ K-cm.}$

$\alpha = 0.0042 \text{ rad.}$



- 1-4 LA RELACION ENTRE LA RIGIDEZ A FLEXION Y LA RIGIDEZ A TORSION ES SACADA DE LA TABLA:

$$K' = \frac{S_f}{S_t} = 3.3979$$

SE COMPROBARD ESTE VALOR CALCULANDO LAS RIGIDECES:

$$S_f = \frac{4EI}{L} = \frac{4 \times 238750 \times 30^3 \times 60}{12 \times 800} =$$

$$S_f = 161156250$$

S_t FUE CALCULADO ANTERIORMENTE Y VALE:



$$S_t = 47428283 \text{ K-cm.}$$

$$K' = \frac{161156250}{47428283} = 3.3979 \text{ OK.}$$



PROPIEDADES DE SECCIONES RECTANGULARES SOMETIDAS
A TORSION. COEFICIENTES PARA CALCULO.

TABLA N° 6.23

$\frac{a}{c}$	φ	$\varphi_{ult.}$	j^*	k  ($\mu = 1/6$)	k'  ($\mu = 1/6$)
1.00	4.79	3.00	0.1408	5.3810	5.3810
0.95	4.73	2.93	0.1474	5.8468	5.2767
0.90	4.67	2.86	0.1547	6.2070	5.0277
0.85	4.60	2.79	0.1626	6.6206	4.7834
0.80	4.53	2.73	0.1711	7.1027	4.5457
0.75	4.46	2.67	0.1800	7.6777	4.3210
0.70	4.38	2.61	0.1893	8.3851	4.1087
0.65	4.31	2.55	0.1987	9.2646	3.9143
0.60	4.23	2.50	0.2087	10.3522	3.7268
0.55	4.15	2.45	0.2187	11.7567	3.5564
0.50	4.06	2.40	0.2289	13.5910	3.3979
0.45	3.97	2.35	0.2392	16.0573	3.2516
0.40	3.88	2.31	0.2495	19.4831	3.1173
0.35	3.79	2.26	0.2599	24.4294	2.9926
0.30	3.69	2.22	0.2704	31.9600	2.8764
0.25	3.58	2.18	0.2809	44.3024	2.7689
0.20	3.48	2.14	0.2913	66.7500	2.6700
0.15	3.37	2.11	0.3018	114.5378	2.5771
0.10	3.25	2.07	0.3125	248.8900	2.4889
0.05	3.13	2.03	0.3229	963.4800	2.4087
0.00	3.00	2.00	0.3333	∞	2.3336

φ = COEFICIENTE PARA CALCULAR $\tau_{max.}$



TABLA N° 6.24

PROPIEDADES DE SECCIONES CUALESQUIERA
SOMETIDAS A TORSION




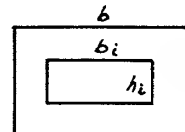
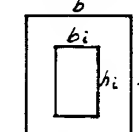
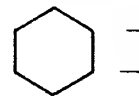

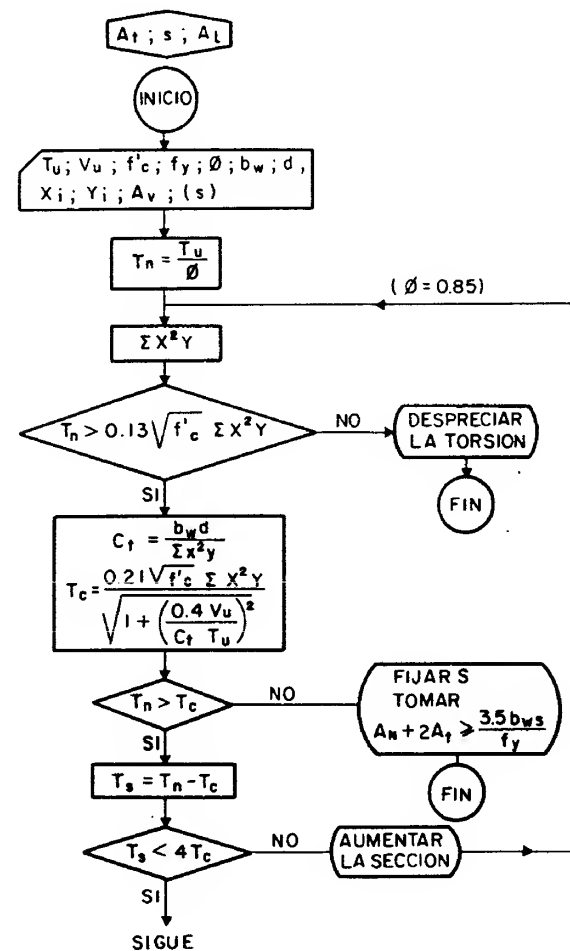
SECCION	$\tau_{max.}$	S_t
	$\frac{16 T}{\pi D^3}$	$\frac{\pi D^4}{32} \frac{G}{L}$
	$\frac{16 T D}{\pi (D^4 - D_i^4)}$	$\frac{\pi (D^4 - D_i^4)}{32} \frac{G}{L}$
	VER TABLA	VER TABLA
 $h_i b = h b_i$	$\sim 4.5 \frac{\tau b}{h^3 b - h^3 b_i}$	
 $h_i b = h b_i$	$\sim 4.5 \frac{\tau h}{b^3 h - b_i^3 h_i}$	
	$\frac{1.02 T}{a^3}$	$\frac{a^4}{0.96} \frac{G}{L}$
	$\frac{20 T}{a^3}$	$\frac{a^4}{46.2} \frac{G}{L}$

TABLA N° 6.25

**PROPIEDADES DE SECCIONES CUALESQUIERA
SOMETIDAS A TORSION.**

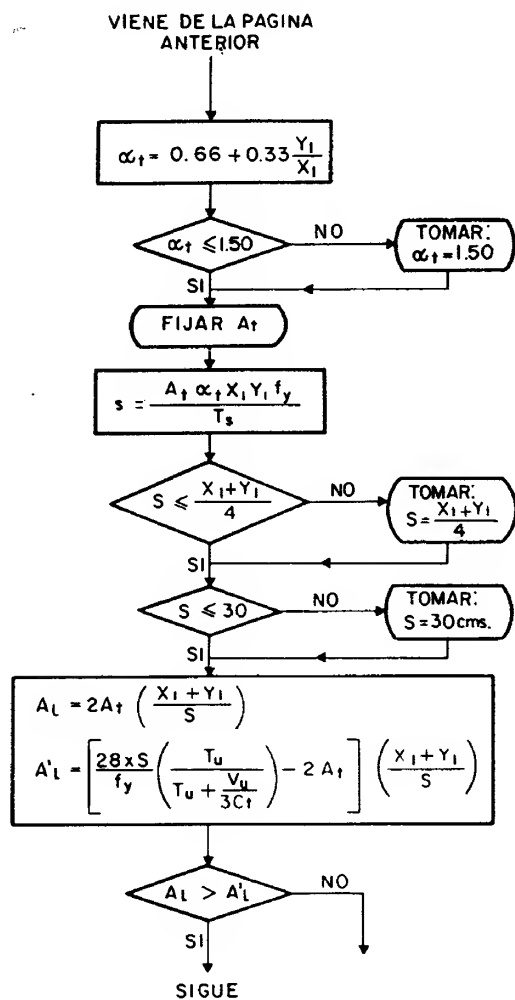
SECCION	$\tau_{max.}$	$S_t = \frac{GJ^*}{L}$
	$\frac{4.5 T}{t^2 (h + 4b_i)}$	$J^* = 2J_1 + J_2 + 2\beta_1 z^4$ $J_2 = \frac{cb_w^3}{3}$ $\beta_1 = \frac{0.20z}{z_1}$ $z = t \text{ ó } b_w \text{ (el menor)}$ $z_1 = t \text{ ó } b_w \text{ (el mayor)}$
	$\frac{4.5 T}{t^2 (h + b_i - t)}$	$J^* = 2J_1 + J_3 + \beta_2 z^4$
	$\frac{4.5 T}{t^2 (h + b - t)}$	$J^* = J_1 + J_3 + \beta_2 z^4$
$J_1 = \frac{bt^3}{3} \left[1 - 0.63 \frac{t}{b} \left(1 - \frac{t^4}{12b^4} \right) \right] = j^* bt^3 \text{ (vease tabla de } j^*)$ $J_3 = \frac{cb_w^3}{3} \left[1 - 0.315 \frac{b_w}{c} \left(1 - \frac{b_w^4}{192c^4} \right) \right]$ $\beta_2 = 0.11 \frac{z}{z_1}$ $z = t \text{ ó } b_w \text{ (el que sea menor)}$ $z_1 = t \text{ ó } b_w \text{ (el que sea mayor)}$		

FLUJOGRAMA 6.2

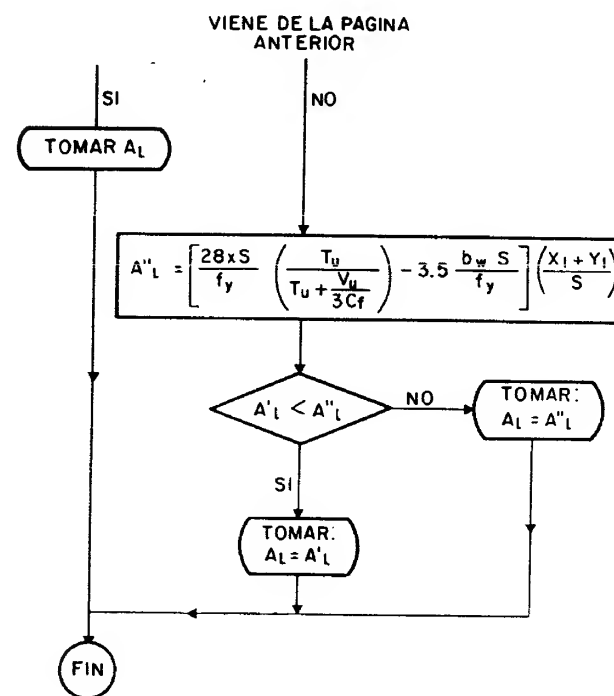




FLUJOGRAMA 6.2



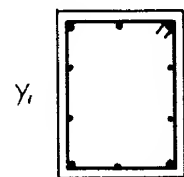
FLUJOGRAMA 6.2



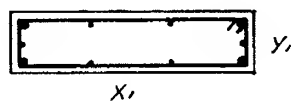


SECCIONES RECTANGULARES T Y L

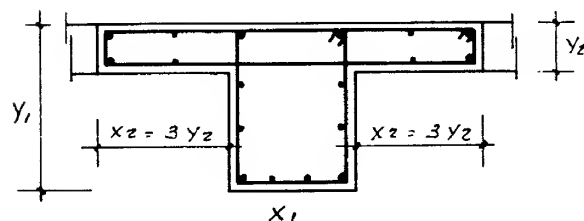
CALCULO DE $\sum X^2 Y$



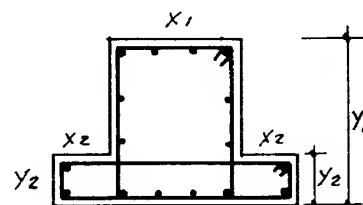
$$\sum X^2 Y = X_1^2 Y_1$$



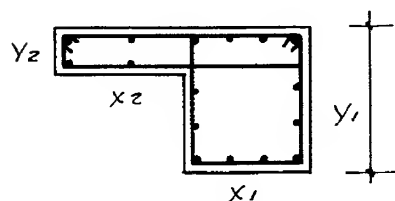
$$\sum X^2 Y = X_1 Y_1^2$$



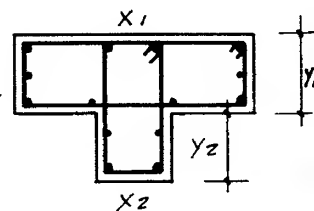
$$\sum X^2 Y = X_1^2 Y_1 + 6 Y_2^3$$



$$\sum X^2 Y = X_1^2 Y_1 + 2 X_2^2 Y_2$$



$$\sum X^2 Y = X_1^2 Y_1 + Y_2^2 X_2$$



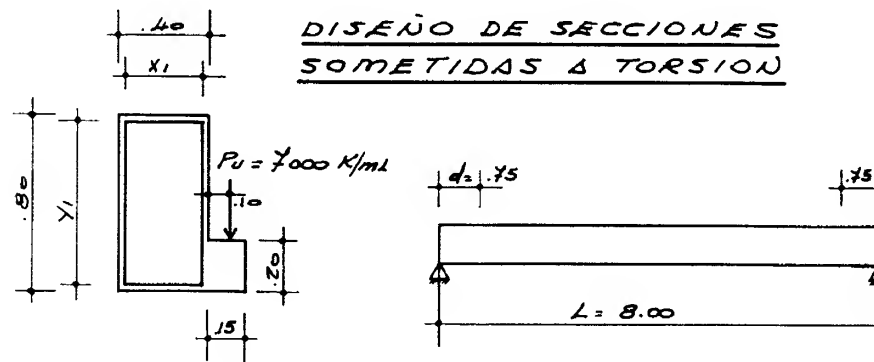
$$\sum X^2 Y = X_1 Y_1^2 + X_2^2 Y_2$$

NOTA:

SE TOMA AL CUADRADO
LA MENOR DIMENSION
DE CADA RECTANGULO



DISEÑO DE SECCIONES SOMETIDAS A TORSION



DETERMINAR:

AREA DE ESTRIBOS Y BARRAS LONGITUDINALES
REQUERIDAS PARA RESISTIR LA TORSION EN
LA VIGA INDICADA.

DATOS:

$$P_u = 7000 \text{ K/ml}$$

$$\phi = 0.85$$

$$b_w = 40 \text{ cms.}$$

$$h = 80 \text{ cms.}$$

$$d = 75 \text{ cms.}$$

$$f'_c = 250 \text{ K/cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ K/cm}^2$$

$$X_1 = .35$$

$$Y_1 = .75$$

- 1) SE HALLA EL VALOR DEL MOMENTO DE TORSION
PRODUCIDO POR P_u

$$t_u = 7000 \times 0.30 = 2100 \text{ K-mt/ml}$$

$$\text{EL VALOR DE } T_u = \frac{2100 \frac{\text{K-mt}}{\text{ml}} \times 8 \text{ ml}}{2} = 8400 \text{ K-mt.}$$



2) SE OBTIENE V_u TOMANDO EN CUENTA EL PESO PROPIO

$$V_u = \frac{8100 \frac{\text{Kgs.}}{\text{ml}} \times 8 \text{ ml}}{2} = 32400 \text{ Kgs.}$$

SE PUEDE TRABAJAR A UNA DISTANCIA " d " DE LA CARA DEL APOYO.

$$T_u = 8400 - 2100 \times .75 = 6825 \text{ K-mt.}$$

$$V_u = 32400 - 8100 \times .75 = 26325 \text{ Kgs.}$$

3) SE CALCULA $\Sigma x^2 y$

$$\Sigma x^2 y = \frac{40^2 \times 80}{15^2 \times 20} = \frac{128000 \text{ cm}^3}{4500 \text{ cm}^3} = 28.44 \text{ cm}^3$$

4) SE CALCULA $T_n = \frac{T_u}{\phi}$

$$T_n = \frac{6825 \text{ K-mt.}}{0.85} = 8029 \text{ K-mt.}$$

5) SE COMPRUEBA SI HAY QUE CONSIDERAR LA TORSION O SEA $T_n > 0.13 \sqrt{f'_c} \times \Sigma x^2 y$

$$0.13 \times \sqrt{250} \times 132500 = 2724 \text{ K-mt.}$$

$$T_n = 8029 \text{ K-mt.} > 2724 \text{ K-mt.}$$

SI HAY QUE TOMAR EN CUENTA LA TORSION.

6) SE CALCULA EL MOMENTO TORSOR RESISTIDO POR EL CONCRETO T_c

$$T_c = \frac{0.21 \sqrt{f'_c} \Sigma x^2 y}{\sqrt{1 + \left(\frac{0.4 V_u}{C_t \times T_u} \right)^2}}$$

$$C_t = \frac{b_w \times d}{\Sigma x^2 y} = \frac{40 \times 75}{132500} = 0.02264 \approx 0.023$$



$$T_c = \frac{0.21 \sqrt{250} \times 132500}{\sqrt{1 + \left(\frac{0.4 \times 26325}{0.023 \times 682500} \right)^2}} = 3636 \text{ K-mt.}$$

COMO $T_n > T_c$, SE REQUIERE REFUERZO POR TORSION. EL MOMENTO A ABSORBER CON ACERO ES:

$$T_s = T_n - T_c$$

$$T_s = 8029 - 3636 = 4393 \text{ K-mt.}$$

SIEMPRE QUE

$$T_s < 4 T_c$$

$$4 T_c = 4 \times 3636 = 14544 \text{ K-mt.}$$

$$T_s < 14544 \text{ K-mt.}$$

7) SE FIJA UN AREA DE ACERO Y SE BUSCA LA SEPARACION DE ESTRIBOS.

SI SE UTILIZA CABILLA DE $\phi = 3/8$ "

$$A_t = 0.71 \text{ cm}^2$$

$$S = \frac{A_t \times \alpha_t \times X_1 \times Y_1 \times f_y}{T_s}$$

$$\alpha_t = 0.66 + 0.33 \frac{Y_1}{X_1}$$

$$\alpha_t = 0.66 + 0.33 \times \frac{75}{35} = 1.367$$

$$\alpha_t < 1.50$$

$$\text{SE TOMA } \alpha_t = 1.367$$

$$S = \frac{0.71 \times 1.367 \times 75 \times 35 \times 4200}{439300} = 24.36$$

8) SE COMPRUEBA QUE

$$S \leq \frac{X_1 + Y_1}{4} = \frac{35 + 75}{4} = 27.5$$

$$\text{SE TOMARA } S = 20 \text{ cms.}$$



- 9) AHORA SE BUSCA EL ACERO LONGITUDINAL ENTRE ESTOS DOS VALORES.

$$\Delta \ell = 2 A_t \frac{x_1 + y_1}{s} = 2 \times 0.71 \frac{(35 + 75)}{20} = 7.81 \text{ cm}^2$$

$$\Delta' \ell = \left[\frac{28 \times 5}{f_y} \left(\frac{T_u}{T_u + \frac{V_u}{3 C_t}} \right) - 2 A_t \right] \left(\frac{x_1 + y_1}{s} \right)$$

$$\Delta' \ell = \left[\frac{28 \times 40 \times 20}{4200} \left(\frac{682500}{682500 + \frac{26325}{3 \times 0.023}} \right) - 2 \times 0.71 \right] \left(\frac{35 + 75}{20} \right)$$

$$\Delta' \ell = 11.06 \text{ cm}^2$$

ENTRE ESTOS DOS VALORES SE ESCOGE EL MAYOR O SEA $\Delta' \ell$ Y SE COMPARA CON $\Delta \ell$, SE DISEÑARA CON EL MENOR DE LOS DOS.

$$\Delta'' \ell = \left[\frac{28 \times 5}{f_y} \left(\frac{T_u}{T_u + \frac{V_u}{3 C_t}} \right) - \frac{3.5 b_w s}{f_y} \right] \left(\frac{x_1 + y_1}{s} \right)$$

$$\Delta'' \ell = \left[\frac{28 \times 40 \times 20}{4200} \left(\frac{682500}{682500 + \frac{26325}{3 + 0.023}} \right) - \frac{3.5 \times 40 \times 20}{4200} \right] \left(\frac{35 + 75}{20} \right)$$

$$\Delta'' \ell = 15.14 \text{ cm}^2$$

SE DISEÑARA CON $\Delta' \ell = 11.06 \text{ cm}^2$.

SI $\Delta \ell$ HUBIERA DADO MAYOR QUE $\Delta' \ell$ SE DISEÑA CON $\Delta \ell$.



ASPECTOS GENERALES

Las estructuras de tipo ménsula son apropiadas para juntas de dilatación, para soportar elementos prefijados que se apoyan en otros vaciados en sitio, etc., por lo cual se ha hecho bastante frecuente su uso y se incluyen en las Normas COVENIN-MINDUR 1753 - 81, Sección 11.8, disposiciones especiales para su diseño.

La práctica profesional en la disposición del refuerzo ha cambiado un poco desde el método que figura en el Beton Kalender de 1952 hasta el propuesto en las Normas ACI - 318-77. Por tal motivo se incluye este tema con cierta extensión en este Manual.

FLUJOGRAMAS Y EJEMPLOS

Se incluyen flujogramas para el dimensionamiento y diseño detallado de ménsulas tratándose los siguientes puntos:

- Diseño de plancha de apoyo de neopreno
- Dimensionamiento de la ménsula
- Diseño del refuerzo metálico
- Diseño de ménsula metálica

Cada flujograma va acompañado de su respectivo ejemplo.

Se incluye también una isometría del refuerzo metálico.

RELACIONES DE DIMENSIONES

De acuerdo con la Norma COVENIN-MINDUR 1753-81, las relaciones de dimensiones de las ménsulas, para que sea aplicable el método de diseño aquí incluido, serían las siguientes:

- La distancia entre la carga concentrada aplicada y la cara del apoyo debe ser menor que d.



- 2) La altura de la ménsula en su borde externo debe ser mayor o igual que la mitad de la altura de la sección crítica.
- 3) El borde externo del área cargada debe estar a no menos de 5 cms. del extremo de la ménsula.

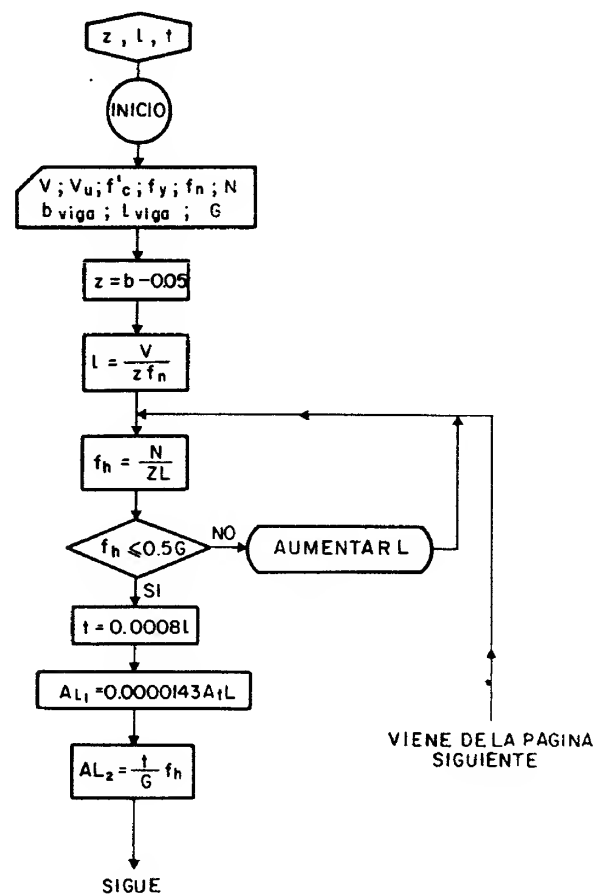
BIBLIOGRAFIA

- Beton Kalender
Ed. Wilhelm and Sohn - Berlín 1952.
- Diseño de Conexiones de Elementos Prefabricados de Concreto. Instituto Mexicano de Cemento y del Concreto A. C.



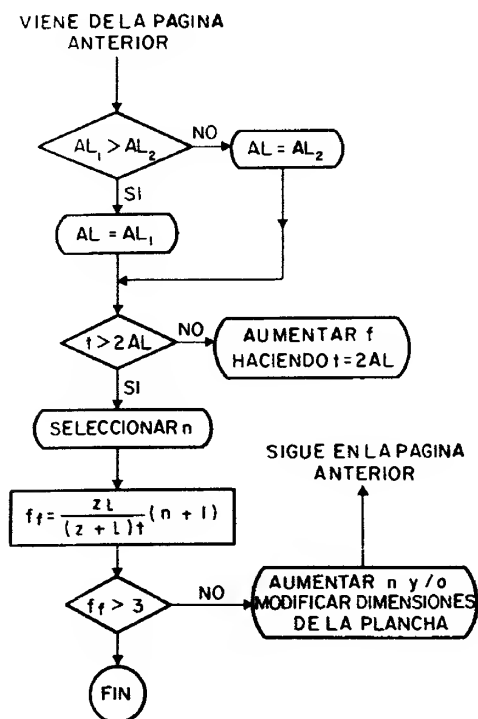
A) PLANCHA DE APOYO

FLUJOGRAMA 6.3





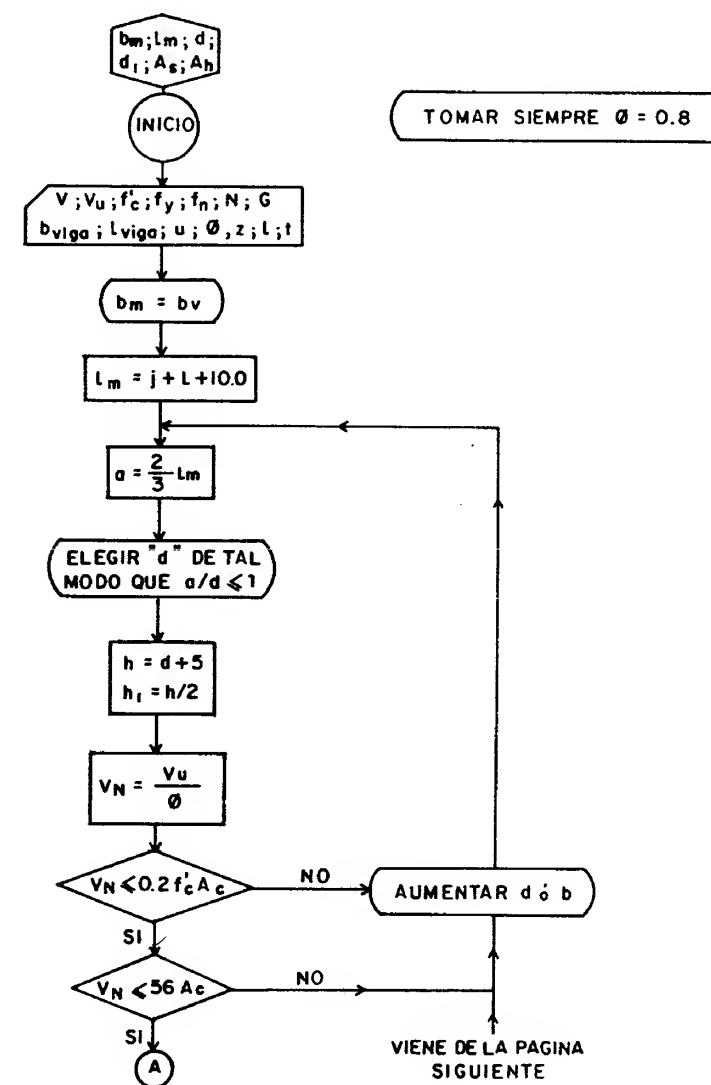
FLUJOGRAMA 6.3



B) - DISEÑO DE LA MENSULA

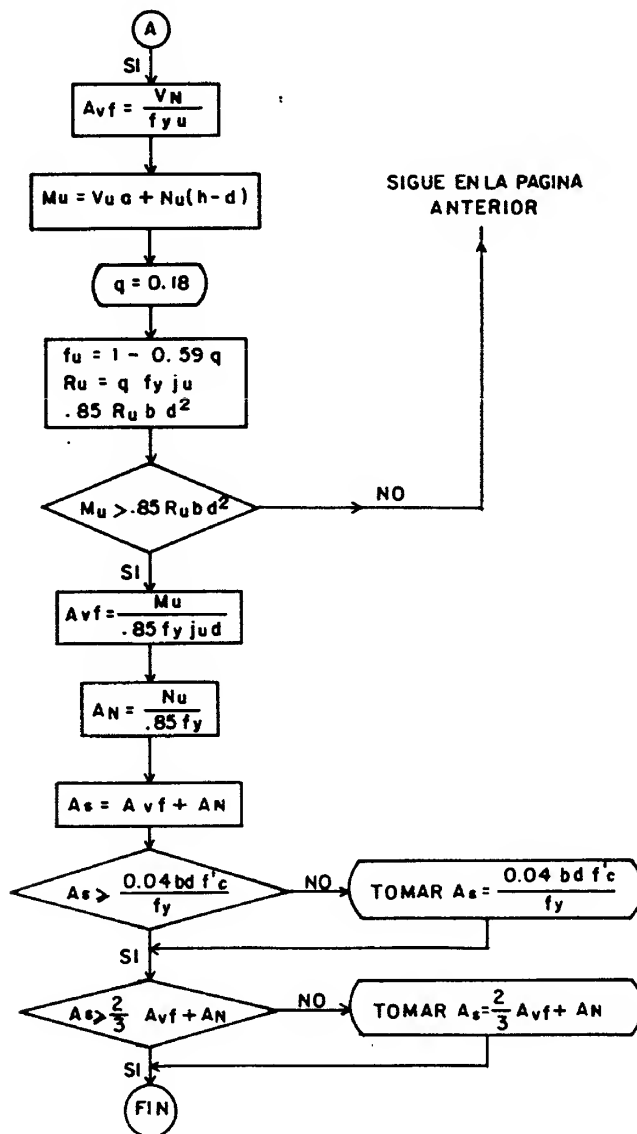
C) - REFUERZO METALICO

FLUJOGRAMA 6.4



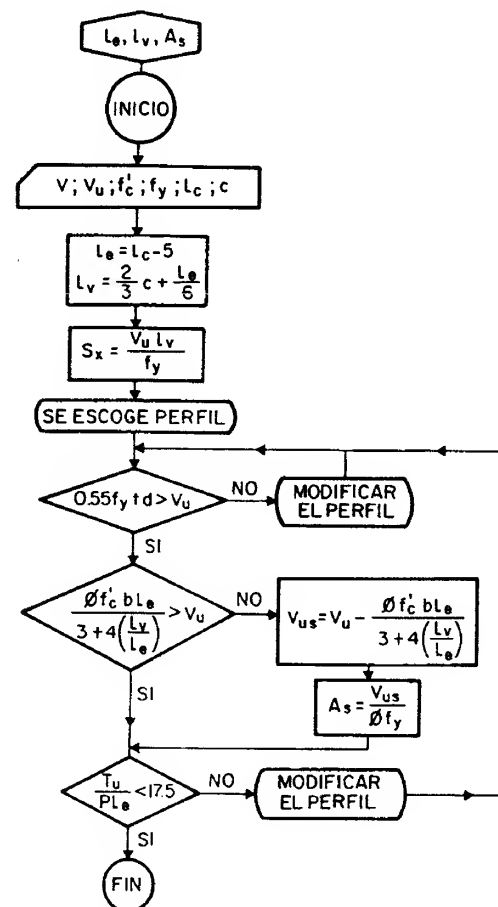


FLUJOGRAMA 6.4



D) - DISEÑO CON EMPLEO DE MENSULA METALICA

FLUJOGRAMA 6.5



**DISEÑO DE MENSULA****DETERMINAR:**

DIMENSIONES Y REFUERZO
DE LA MENSULA Y DE LA
PLANCHA DE APOYO.

DATOS:

$V = 25.000 \text{ kg.}$
 $b_{\text{viga}} = 40 \text{ cms.}$
 $L_{\text{viga}} = 9 \text{ mts.}$
 $f'_c = 300 \text{ K/cm}^2$
 $f_y = 4.200 \text{ K/cm}^2$
 $f_n = 56 \text{ K/cm}^2$
 $G = 10 \text{ K/cm}^2$

A) DISEÑO PLANCHA DE APOYO

A1- SE CALCULA EL ANCHO DE LA
PLANCHA:
 $Z = b - .05 = 40 - 5 = 35 \text{ cms.}$

A2- PRIMER TANTEO PARA CALCULAR EL LARGO DE LA PLANCHA

$$L = \frac{V}{Z f_n} = \frac{25.000}{35 \times 56} = 12.7 \text{ cms. SE ADOPTA } L = 15 \text{ cms.}$$

A3- SE CALCULA EL ESFUERZO TANGENCIAL

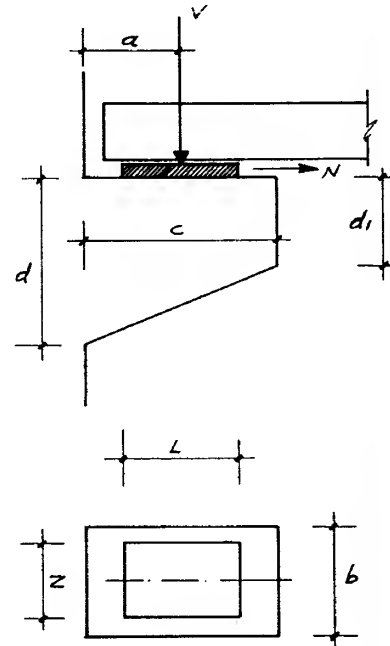
$$f_h = \frac{N}{2 \times L}; \quad N = .20 \times V = .20 \times 25.000 = 5.000 \text{ K.}$$

$$f_h = \frac{5.000}{35 \times 15} = 9.52 \text{ K/cm}^2$$

A4- SE VERIFICA f_h

$$f_h \leq 0.5 G \quad 9.52 \leq 0.5 \times 10 \quad 9.52 \not\leq 5,$$

SE AUMENTA L Y SE CALCULA EL NUEVO f_h .



A5- SE TOMA $L = 30$

$$f_h = \frac{5.000}{35 \times 30} = 4.77 < 5, \text{ se adopta } L = 30 \text{ cms.}$$

A6- SE CALCULA EL ESPESOR PRELIMINAR DE LA PLANCHA

$$t = 0.0008 L$$

$$t = 0.0008 \times 900 = 0.72 \text{ cms. se adopta } t = 1.2 \text{ cms.}$$

A7- SE VERIFICA EL ESPESOR

$$\Delta L_1 = 0.000143 \Delta t L = 0.000143 \times (20) \times 9 = 0.0026 \text{ m} = 0.26 \text{ cm.}$$

$$\Delta L_2 = \frac{t}{G} f_h = \frac{1.2}{10} \times 4.77 = 0.57 \text{ cm.}$$

$$0.57 > 0.26 \quad \Delta L_2 > \Delta L_1$$

$$\Delta L = \Delta L_1 = 0.57$$

$$t > 2 \Delta L \quad 1.2 > 2 \times 0.57 = 1.14, \text{ se adopta } t = 1.2 \text{ cm.}$$

A8- SE SELECCIONA EL N° DE LÁMINAS

$$n = 0$$

A9- SE CALCULA EL FACTOR DE FORMA

$$ff = \frac{Z L}{(Z + L) t} (n + 1) = \frac{35 \times 30}{(35 + 30) 1.2} = 13.46$$

A10- SE VERIFICA EL ff

$$ff > 3 \quad 13.46 > 3$$

**B) DIMENSIONES MENSULA**

B1- SE ADOPTA EL ANCHO DE LA MENSULA

$$b_m = b_v \quad b_m = 40 \text{ cms.}$$

B2- SE CALCULA LA LONGITUD DE LA MENSULA

$$L_m = j + L + 10.0 = 2.5 + 30 + 10.0 = 42.5 \text{ cms.}$$

se adopta $L_m = 45 \text{ cms.}$

B3- SE CALCULA EL BRAZO DE LA FUERZA CORTANTE

$$a = \frac{2}{3} L_m = \frac{2}{3} 45 = 30 \text{ cms.}$$

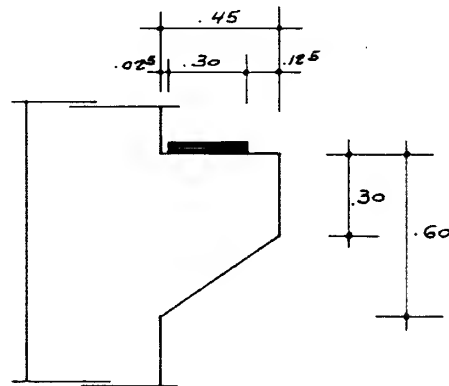
B4- SE ESCOGE LA ALTURA DE LA MENSULA "d"

PARA QUE $a/d \leq 1$

$$d = 55 \quad \frac{30}{55} = 0.55 < 1$$

B5- SE CALCULA LA ALTURA DEL EXTREMO DE LA MENSULA.

$$d_1 = \frac{d}{2} = \frac{55}{2} = 27.5 \quad \text{se adopta } h_1 = 30 \text{ cms.}$$

**C) REFUERZO METALICO**

C1- SE CALCULA LA TRACCION EN LA MENSULA AUNQUE SE DISPONDRAN DISPOSITIVOS PARA QUE LA MENSULA NO QUEDA SOMETIDA A TRACCION DIRECTA SE SUPONDRÁ UNA TRACCION OCASIONAL.

$$V = 25.000 \text{ K.} \quad V_u = 1.6 \times 25.000 = 40.000 \text{ K.}$$

$$N_u = .20 V_u = .20 \times 40.000 = 8.000 \text{ K.}$$

C2- SE CALCULA EL CORTANTE DE DISEÑO

$$V_n = \frac{V_u}{\phi} = \frac{40.000}{.85} = 47.060$$

SE DEBE TENER:

$$V_n \leq 0.2 f'_c A_c \quad \text{y} \quad V_n \leq 56 A_c$$

$$0.2 \times 300 \times 55 \times 40 = 132000 \text{ K} > 47060$$

$$56 \times 55 \times 40 = 123200 \text{ K} > 47060$$

C3- SE CALCULA EL REFUERZO DE CORTE POR FRICCION

$$\Delta v_f = \frac{V_n}{f_y u} = \frac{47060}{4200 \times 1.4} = 8.00 \text{ cm}^2$$

SE USARAN 6 ESTRIOS DE $\phi 3/8$ " DE 2 RAMAS (EL CALCULO SE HIZO CON $u = 1.4$ POR SER LA MENSULA MONOLITICA CON LA COLUMNA)

C4- SE CALCULA EL ACERO POR FLEXION (Δf)

$$M_u = V_u a + N_u (h - d)$$

$$M_u = 40000 \times 0.30 + 8000 (.60 - .55) = 12400 \text{ K-m.}$$

CON: $b = 40$; $d = 55$; $f'_c = 300$ y $f_y = 4200$

SE OBTIENEN DE LA TABLA 4.6, pag. 171

LOS SIGUIENTES VALORES:

$$\phi f_y j u d = 1689 \quad \text{y} \quad \phi R_u b d^2 = 43439 > 12400$$

$$\Delta v_f = \frac{M_u}{\phi f_y j u d} \times \frac{.90}{.85} = \frac{12400}{1689} \times \frac{.90}{.85} = 7.77 \text{ cm}^2$$

(SE CORRIGIO EL VALOR DE ϕ PARA 0.85 EN LUGAR DE 0.90)

C5- SE CALCULA EL ACERO DE TRACCION:

$$\Delta N = \frac{N_u}{\phi f_y} = \frac{8000}{.85 \times 4200} = 2.24 \text{ cm}^2$$



C6- SE CALCULA EL ACERO PRINCIPAL

$$A_s = \Delta v f + \Delta N = 7.77 + 2.24 = 10.01$$

(se usaran $4\phi 3/4$ ")

C7- SE COMPROBEA SI:

$$A_s > \frac{0.04 b d f'_c}{f_y} = \frac{0.04 \times 40 \times 55 \times 300}{4200} = 6.28 \text{ cm}^2$$

C8- SE COMPROBEA SI:

$$A_s > \frac{2}{3} \Delta v f + \Delta N = \frac{2}{3} 8.0 + 2.24 = 7.57 \text{ cm}^2$$

D) DISEÑO CON EMPLEO DE MENSULA METALICA

DETERMINAR:
DIMENSIONES Y REFUERZO DE LA MENSULA.

DATOS:

$$\begin{aligned} f'_c &= 300 \text{ K/cm}^2 \\ f_y &= 4200 \text{ K/cm}^2 \\ V &= 25000 \text{ Kg.} \\ L_c &= 60 \text{ cms.} \\ c &= 30 \text{ cms.} \end{aligned}$$

D1- SE CALCULA L_e y L_v

$$L_e = 60 - 5 = 55 \text{ cms.}$$

$$L_v = \frac{2}{3} c + \frac{L_e}{6} = \frac{2}{3} \times 30 + \frac{55}{6} = 29 \approx 30 \text{ cms.}$$

D2- SE DETERMINA EL PERFIL POR MOMENTOS

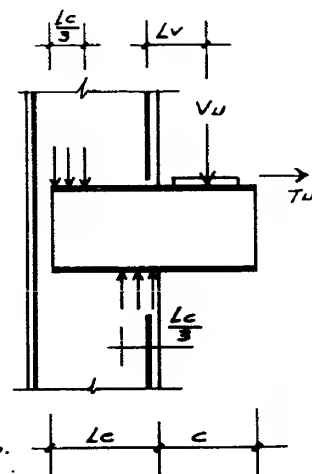
$$S_x = \frac{V_u L_v}{f_y} = \frac{40000 \times 30}{2400} = 500 \text{ cm}^3$$

USAR PI SIDOR # 30

$$\begin{aligned} S_x &= 653 \\ t_w &= 10.8 \quad t_f = 16.2 \text{ mm.} \\ b_f &= 12.5 \end{aligned}$$

D3- SE VERIFICA EL CORTE

$$V_u = 0.55 f_y t_d = 0.55 \times 2400 \times 1.08 \times 30 = 42768 > 40000$$



D4- SE CALCULA LA CAPACIDAD RESISTENTE DEL CONCRETO

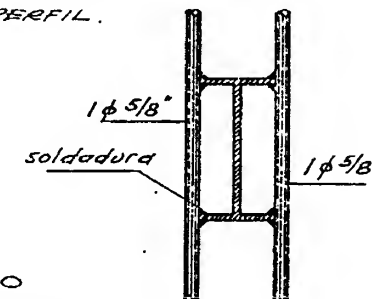
$$V_{us} = \frac{\phi f'_c b L_e}{3 + 4 \left(\frac{L_v}{L_e} \right)} > V_u \quad \frac{.85 \times 250 \times 12.5 \times 55}{3 + 4 \left(\frac{30}{55} \right)} = 28.193 \text{ K.}$$

LA RESISTENCIA ES MENOR DE LA REQUERIDA, SE INCREMENTARA, AGREGANDO ACERO.

$$V_{us} = 40.000 - 28.193 = 11.806 \text{ K.}$$

$$A_s = \frac{V_{us}}{\phi f_y} = \frac{11.806}{.85 \times 4200} = 3.31 \text{ cm}^2$$

SE AÑADIRAN 2 BARRAS DE $\phi 5/8$ " SOLDADAS A LAS ALAS DEL PERFIL.



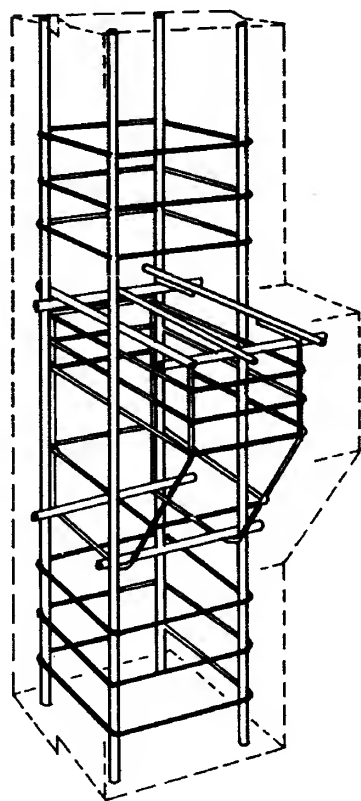
D5- SE VERIFICARA EL ESFUERZO DE ADHERENCIA ENTRE EL PERFIL Y EL CONCRETO.

$$P_{\text{perimetro}} = 2 \times 12.5 + 2(12.5 - 1.08) + 2(30 - 1.62) = 105.6 \text{ cms.}$$

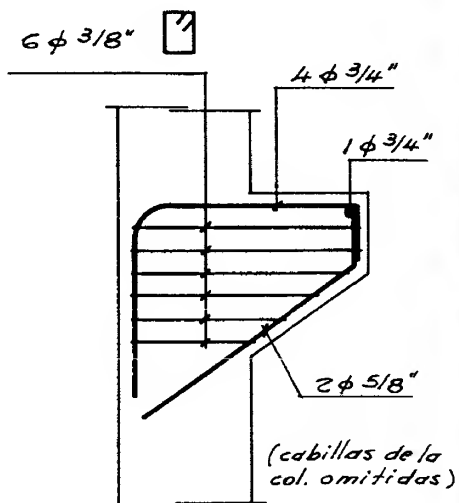
$$\tau_{adh} = \frac{N_u}{p l_e} = \frac{10.000}{105.6 \times 55} = 1.721 \text{ K/cm}^2 < 17.5$$



REFUERZO METALICO



ISOMETRIA DEL
REFUERZO.



CORTE DE MENSULA.





ASPECTOS GENERALES

Se incluyen datos e información para facilitar el cálculo de varios tipos de losas y placas de uso relativamente frecuente en edificios.

TIPOS DE LOSAS Y PLACAS

1. Información general sobre losas macizas nervadas armadas en una dirección.
2. Losas macizas armadas en una dirección: cargas, momentos resistentes y aceros.
3. Cargas y fórmulas para losas nervadas armadas en una dirección.
4. Propiedades resistentes de losas nervadas armadas en una dirección.
5. Cargas para placas nervadas armadas en dos direcciones.
6. Fórmulas para placas macizas y triangulares.
7. Losas reticulares: coeficientes de momentos y fuerzas cortantes para retículos de:

5 x 5
6 x 6
6 x 7
6 x 8
7 x 7
7 x 8
7 x 9
7 x 10
8 x 8
8 x 9
8 x 10

Coeficientes para obtener Momentos y Fuerzas Cortantes en:



8. Placas rectangulares apoyadas sobre tres lados.
9. Placas armadas en dos direcciones.
10. Losas circulares.
11. Losas anulares.
12. Escaleras helicoidales.
13. Vigas en balcón.
14. Vigas de planta circular.

MACIZASCarga por m²:

$$w = 1.4 \text{ CP} + 1.7 \text{ CV (kg/ml)}$$

CP = Cargas permanentes
(véase tabla)

CV = Cargas variables
véase los valores más
comunes a continuación:

NERVADAS

Carga por ml de nervio:

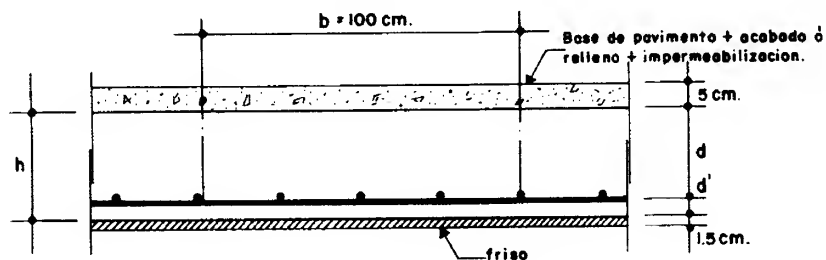
$$w = 050 [1.4 \text{ CP} + 1.7 \text{ CV}] \text{ (kg/ml/nervio)}$$

CP = Cargas permanentes
(véase tabla)

CV = Cargas variables
véase los valores más comunes a
continuación:

CARGAS VARIABLES (C.V.)

- Azoteas sin acceso -----	100	kg/m ²
- Viviendas, cuartos hoteles, cuartos hospitales -----	175	kg/m ²
- Oficinas, sala de operación hospitales -----	250	kg/m ²
- Balcones, aulas, áreas públicas de oficinas y hospitales -----	300	kg/m ²
- Garajes para carros de pasajeros -----	400	kg/m ²
- Teatros, Gimnasios, Escaleras, Tiendas -----	500	kg/m ²
- Depósitos de mercancía liviana -----	600	kg/m ²
- Grandes escenarios, garajes autobuses -----	1.000	kg/m ²
- Depósitos de libros (h = 1.80) -----	2.000	kg/m ²



CARGAS PERMANENTES (C.P.)

Peso propio	= $h \times 2500$	= variable kg/m^2	
Relleno e impermeabilización	= 120	kg/m^2	CP = 150 + pp (kg/m^2)
Frigo	= 30	kg/m^2	
Peso propio	= $h \times 2500$	= variable kg/m^2	
Base pavimento + piso	= 120	kg/m^2	CP = 300 + pp (kg/m^2)
Frigo	= 30	kg/m^2	
Tabique bloques arcilla + frigos	= 150	kg/m^2	

	h (cm)	8	10	12	14	15	16	18	20	22	24	25	26	28	30
ENTRE-TECHO	CP (kg/m^2)	350	400	450	500	525	550	600	650	700	750	775	800	850	900
PISO	CP (kg/m^2)	500	550	600	650	675	700	750	800	850	900	925	950	1000	1050

MOMENTO ULTIMO:

$$M_u = \phi f'_c q_b (1 - 0.59 q_b) b d^2 ; q_b = \rho_b \frac{f_y}{f'_c}$$

$$\text{ARMADURA: } A_s = \frac{M_u}{\phi f_y j_u d} \quad \delta \quad \frac{M_u}{\phi f_y (1 - 0.59 q_b) d}$$

En las tablas siguientes, se incluyen los valores de M_u y A_s para diferentes espesores de losas, concretos y porcentajes de acero.



TABLA 7.1

MOMENTOS RESISTENTES EN kg-m Y ACEROS EN cm^2 POR MT. DE ANCHO

$\rho_{min.}$	f'_c kg/cm^2	$f_y = 2800 \text{ kg/cm}^2$															
		$b = 100 \text{ cm}$															
		$d = 100 \text{ cm}$															
		8	10	12	14	15	16	18	20	22	24	25	26	28	30	h	
		0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	d	
		2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	d'	
		170	316	400	710	710	967	1110	1425	1700	2174	2386	2608	3081	3594	Mu	
		1.2	1.6	1.8	2.4	2.4	2.8	3.0	3.4	3.8	4.2	4.4	4.6	5.0	5.4	As	
		782	1391	1760	3128	3128	4257	4887	6277	7841	9579	10513	11490	13575	15834	Mu	
		5.8	7.7	8.7	11.6	11.6	13.5	14.5	16.4	18.3	20.3	21.2	22.2	24.1	26.0	As	
		898	1525	1929	3430	3430	4668	5359	6883	8597	10502	11526	12598	14884	17361	Mu	
		6.4	8.6	9.6	12.9	12.9	15.0	16.1	18.2	20.4	22.5	23.6	24.6	26.8	28.9	As	
		1037	1842	2332	4145	4145	5642	6476	8318	10390	12693	13931	15226	17989	20982	Mu	
		8.0	10.7	12.1	16.1	16.1	18.8	20.1	22.8	25.5	28.1	29.5	30.8	33.5	36.2	As	
		1420	2524	3195	5679	5679	7730	8873	11397	14237	17391	19087	20862	24647	28749	Mu	
		12.1	16.1	18.1	24.1	24.1	28.1	30.1	34.2	38.2	42.2	44.2	46.2	50.2	54.3	As	
		179	318	402	714	714	972	1116	1433	1790	2186	2400	2623	3098	3614	Mu	
		1.2	1.6	1.8	2.4	2.4	2.8	3.0	3.4	3.8	4.2	4.4	4.6	5.0	5.4	As	
		1843	1854	2346	4171	4171	5676	6516	8370	10455	12771	14017	15320	18100	21112	Mu	
		7.7	10.3	11.6	15.4	15.4	18.0	19.3	21.9	24.4	27.0	28.3	29.6	32.1	34.7	As	
		1144	2033	2572	4573	4573	6224	7145	9177	11463	14003	15368	16797	19843	23148	Mu	
		8.6	11.4	12.9	17.1	17.1	20.0	21.4	24.3	27.1	30.0	31.4	32.9	35.7	38.6	As	
		1382	2456	3109	5526	5526	7522	8635	11091	13854	16924	18574	20301	23983	27976	Mu	
		10.7	14.3	16.1	21.4	21.4	25.0	26.8	30.4	33.9	37.5	39.3	41.1	44.7	48.2	As	
		1880	3208	4050	7199	7199	9799	11248	14448	18047	22046	24196	26445	31243	36444	Mu	
		15.0	20.0	22.5	30.0	30.0	35.0	37.5	42.5	47.5	52.5	55.0	57.5	62.5	67.5	As	



TABLA 7.2

MOMENTOS RESISTENTES EN kg-m Y ACEROS EN cm² POR MT. DE ANCHO

f'c kg/cm ²	ρ min. P _{max} , q=0.18 P _{max} , q=0.20 P _{max} , q=0.30 P _{max} , q=0.75	fy = 2800 kg/cm ²															
		b = 100 cm								h _{did} en cm							
		8	10	12	14	15	16	18	20	22	24	25	26	28	30	h	d
		2	2	2	2	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	d'	d'
250	0.0020	180	319	403	717	717	975	1120	1438	1796	2194	2408	2631	3109	3626	Mu	Mu
		1.2	1.6	1.8	2.4	2.4	2.8	3.0	3.4	3.8	4.2	4.4	4.6	5.0	5.4	As	As
	0.0161	1304	2317	2933	5213	5213	7095	8145	10462	13068	15964	17521	19150	22625	26390	Mu	Mu
		9.6	12.9	14.5	19.3	19.3	22.5	24.1	27.3	30.5	33.8	35.4	37.0	40.2	43.4	As	As
	0.0179	1429	2541	3215	5716	5716	7780	8931	11471	14329	17504	19210	20997	24807	28935	Mu	Mu
		10.7	14.3	16.1	21.4	21.4	25.0	26.8	30.4	33.9	37.5	39.3	41.1	44.6	48.2	As	As
	0.0223	1727	3070	3886	6908	6908	9402	10793	13863	17317	21155	23217	25376	29981	34969	Mu	Mu
		13.4	17.9	20.1	26.8	26.8	31.3	33.5	38.0	42.4	46.9	49.1	51.4	55.8	60.3	As	As
	0.0250	1894	3366	4260	7574	7574	10309	11834	15200	18986	23194	25455	27822	32871	38340	Mu	Mu
		15.0	20.0	22.5	30.0	30.0	35.0	37.5	42.5	47.5	52.5	55.0	57.5	62.5	67.5	As	As
300	0.0020	180	320	404	718	718	977	1122	1441	1800	2199	2413	2637	3116	3634	Mu	Mu
		1.2	1.6	1.8	2.4	2.4	2.8	3.0	3.4	3.8	4.2	4.4	4.6	5.0	5.4	As	As
	0.0193	1564	2781	3519	6256	6256	8514	9774	12554	15682	19157	21025	22980	27150	31667	Mu	Mu
		11.6	15.4	17.4	23.1	23.1	27.0	28.9	32.8	36.6	40.5	42.4	44.4	48.2	52.1	As	As
	0.0214	1715	3049	3858	6859	6859	9336	10717	13765	17194	21004	23052	25196	29768	34721	Mu	Mu
		12.9	17.1	19.3	25.7	25.7	30.0	32.1	36.4	40.7	45.0	47.1	49.3	53.6	57.9	As	As
	0.0250	1956	3477	4401	7824	7824	10649	12224	15701	19613	23959	26295	28739	33955	39605	Mu	Mu
		15.0	20.0	22.5	30.0	30.0	35.0	37.5	42.5	47.5	52.5	55.0	57.5	62.5	67.5	As	As
	0.0250	1956	3477	4401	7824	7824	10649	12224	15701	19613	23959	26295	28739	33955	39605	Mu	Mu
		15.0	20.0	22.5	30.0	30.0	35.0	37.5	42.5	47.5	52.5	55.0	57.5	62.5	67.5	As	As



TABLA 7.3

MOMENTOS RESISTENTES EN kg-m Y ACEROS EN cm² POR MT. DE ANCHO

f'c kg/cm ²	ρ min. P _{max} , q=0.18 P _{max} , q=0.20 P _{max} , q=0.30 P _{max} , q=0.75	fy = 2800 kg/cm ²															
		b = 100 cm								h _{did} en cm							
		8	10	12	14	15	16	18	20	22	24	25	26	28	30	h	d
		2	2	2	2	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	d'	d'
350	0.0020	180	320	405	719	719	979	1124	1443	1803	2202	2417	2641	3121	3640	Mu	Mu
		1.2	1.6	1.8	2.4	2.4	2.8	3.0	3.4	3.8	4.2	4.4	4.6	5.0	5.4	As	As
	0.0225	1825	3244	4105	7298	7298	9933	11403	14647	18295	22350	24529	26809	31675	36945	Mu	Mu
		13.5	18.0	20.3	27.0	27.0	31.5	33.8	38.3	42.8	47.3	49.5	51.8	56.3	60.8	As	As
	0.0250	2001	3557	4501	8002	8002	10891	12503	16059	20060	24505	26894	29395	34729	40508	Mu	Mu
		15.0	20.0	22.5	30.0	30.0	35.0	37.5	42.5	47.5	52.5	55.0	57.5	62.5	67.5	As	As
	0.0250	2001	3557	4501	8002	8002	10891	12503	16059	20060	24505	26894	29395	34729	40508	Mu	Mu
		15.0	20.0	22.5	30.0	30.0	35.0	37.5	42.5	47.5	52.5	55.0	57.5	62.5	67.5	As	As
	0.0250	2001	3557	4501	8002	8002	10891	12503	16059	20060	24505	26894	29395	34729	40508	Mu	Mu
		15.0	20.0	22.5	30.0	30.0	35.0	37.5	42.5	47.5	52.5	55.0	57.5	62.5	67.5	As	As
400	0.0020	180	320	405	720	720	980	1125	1445	1805	2205	2420	2645	3124	3644	Mu	Mu
		1.2	1.6	1.8	2.4	2.4	2.8	3.0	3.4	3.8	4.2	4.4	4.6	5.0	5.4	As	As
	0.0250	2034	3616	4577	8136	8136	11074	12712	16328	20395	24915	27344	29886	35310	41186	Mu	Mu
		15.0	20.0	22.5	30.0	30.0	35.0	37.5	42.5	47.5	52.5	55.0	57.5	62.5	67.5	As	As
	0.0250	2034	3616	4577	8136	8136	11074	12712	16328	20395	24915	27344	29886	35310	41186	Mu	Mu
		15.0	20.0	22.5	30.0	30.0	35.0	37.5	42.5	47.5	52.5	55.0	57.5	62.5	67.5	As	As
	0.0250	2034	3616	4577	8136	8136	11074	12712	16328	20395	24915	27344	29886	35310	41186	Mu	Mu
		15.0	20.0	22.5	30.0	30.0	35.0	37.5	42.5	47.5	52.5	55.0	57.5	62.5	67.5	As	As
	0.0250	2034	3616	4577	8136	8136	11074	12712	16328	20395	24915	27344	29886	35310	41186	Mu	Mu
		15.0	20.0	22.5	30.0	30.0	35.0	37.5	42.5	47.5	52.5	55.0	57.5	62.5	67.5	As	As



TABLA 7.4

MOMENTOS RESISTENTES EN kg-m Y ACEROS EN cm² POR MT. DE ANCHO

f'c kg/cm ²	P _{min.} P _{max.} , q=0.18 P _{max.} , q=0.20 P _{max.} , q=0.50 P _{max.} , q=0.75	fy = 4200 kg/cm ²																h/d, d' en cm			
		b = 100 cm																			
		b = 100 cm																			
		8	10	12	14	15	16	18	20	22	24	25	26	28	30	h	h	28	30	27	d'
150	0.0018	238	423	535	651	751	851	951	1051	1151	1251	1351	1451	1551	1651	238	423	535	651	751	d'
	0.0044	1.1	1.4	1.6	2.2	2.5	2.7	3.1	3.4	3.8	4.0	4.1	4.5	4.9	5.3	1.1	1.4	1.6	2.2	2.5	2.7
	0.0071	782	1391	1760	2128	2497	2865	3234	3602	3971	4340	4709	5078	5447	5816	782	1391	1760	2128	2497	2865
	0.0077	3.9	5.1	5.8	7.7	9.0	9.6	10.9	12.2	13.5	14.1	14.8	16.1	17.4	18.7	3.9	5.1	5.8	7.7	9.0	9.6
	0.0116	898	1525	1929	2330	2731	3132	3533	3934	4335	4736	5137	5538	5939	6340	898	1525	1929	2330	2731	3132
	0.0086	4.3	5.7	6.4	8.6	10.0	10.7	12.1	13.6	15.0	15.7	16.4	17.9	19.3	20.7	4.3	5.7	6.4	8.6	10.0	10.7
	0.0095	919	1634	2068	2502	2936	3370	3804	4238	4672	5106	5540	5974	6408	6842	919	1634	2068	2502	2936	3370
	0.0103	4.6	6.2	7.0	9.3	10.8	11.6	13.2	14.7	16.3	17.0	17.8	19.4	20.9	22.4	4.6	6.2	7.0	9.3	10.8	11.6
	0.0155	1278	2271	2874	3477	4080	4683	5286	5889	6492	7095	7698	8301	8904	9507	1278	2271	2874	3477	4080	4683
		7.0	9.3	10.5	13.9	16.3	17.4	19.7	22.1	24.4	25.5	26.7	29.0	31.4	33.8	7.0	9.3	10.5	13.9	16.3	17.4
200	0.0018	240	426	539	658	771	884	997	1110	1223	1336	1449	1562	1675	1788	240	426	539	658	771	884
	0.0044	1.1	1.4	1.6	2.2	2.5	2.7	3.1	3.4	3.8	4.0	4.1	4.5	4.9	5.3	1.1	1.4	1.6	2.2	2.5	2.7
	0.0071	1043	1854	2346	2838	3330	3822	4314	4806	5298	5790	6282	6774	7266	7758	1043	1854	2346	2838	3330	3822
	0.0077	5.1	6.9	7.7	10.3	12.0	12.9	14.6	16.3	18.0	18.9	19.7	21.4	23.1	24.8	5.1	6.9	7.7	10.3	12.0	12.9
	0.0116	1144	2033	2572	3111	3650	4189	4728	5267	5806	6345	6884	7423	7962	8501	1144	2033	2572	3111	3650	4189
	0.0086	5.7	7.6	8.6	11.4	13.3	14.3	16.2	18.1	20.0	21.0	21.9	23.8	25.7	27.6	5.7	7.6	8.6	11.4	13.3	14.3
	0.0095	1223	2178	2737	3296	3855	4414	4973	5532	6091	6650	7209	7768	8327	8886	1223	2178	2737	3296	3855	4414
	0.0103	6.2	8.3	9.3	12.4	14.4	15.5	17.5	19.6	21.7	22.7	23.7	25.8	27.9	29.9	6.2	8.3	9.3	12.4	14.4	15.5
	0.0155	1703	3027	3832	4637	5442	6247	7052	7857	8662	9467	10272	11077	11882	12687	1703	3027	3832	4637	5442	6247
		9.3	12.4	13.9	18.6	21.7	23.2	26.3	29.4	32.5	34.1	35.6	38.7	41.8	44.9	9.3	12.4	13.9	18.6	21.7	23.2



TABLA 7.5

MOMENTOS RESISTENTES EN kg-m Y ACEROS EN cm² POR MT. DE ANCHO

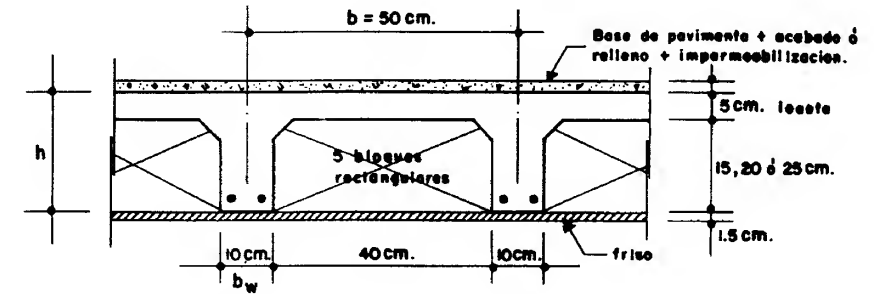
f'c kg/cm ²	P _{min.} P _{max.} , q=0.18 P _{max.} , q=0.20 P _{max.} , q=0.50 P _{max.} , q=0.75	fy = 4200 kg/cm ²																h/d, d' en cm			
		b = 100 cm																			
		b = 100 cm																			
		8	10	12	14	15	16	18	20	22	24	25	26	28	30	h	h	28	30	27	d'
250	0.0018	241	428	542	663	783	903	1023	1143	1263	1383	1503	1623	1743	1863	241	428	542	663	783	903
	0.0044	1.1	1.4	1.6	2.2	2.5	2.7	3.1	3.4	3.8	4.0	4.1	4.5	4.9	5.3	1.1	1.4	1.6	2.2	2.5	2.7
	0.0071	1304	2317	2933	3549	4165	4781	5397	6013	6629	7245	7861	8477	9093	9709	1304	2317	2933	3549	4165	4781
	0.0077	6.4	8.6	9.6	12.9	14.9	15.0	16.1	18.2	20.4	22.5	23.6	24.6	26.8	28.9	6.4	8.6	9.6	12.9	14.9	15.0
	0.0116	1429	2541	3215	3890	4564	5238	5912	6586	7260	7934	8608	9282	9956	10630	1429	2541	3215	3890	4564	5238
	0.0086	7.1	9.3	10.7	14.3	16.7	17.9	20.2	22.6	25.0	26.2	27.4	29.8	32.1	34.5	7.1	9.3	10.7	14.3	16.7	17.9
	0.0095	1532	2723	3446	4169	4892	5615	6338	7061	7784	8507	9230	9953	10676	11399	1532	2723	3446	4169	4892	5615
	0.0103	7.7	10.3	11.6	15.5	18.1	19.4	21.9	24.5	27.1	28.4	29.7	32.3	34.8	37.3	7.7	10.3	11.6	15.5	18.1	19.4
	0.0155	2129	3784	4789	5794	6799	7804	8809	9814	10819	11824	12829	13834	14839	15844	2129	3784	4789	5794	6799	7804
		11.6	15.5	17.4	23.2	23.2	27.1	29.0	32.9	36.8	40.6	42.6	44.5	48.4	52.3	11.6	15.5	17.4	23.2	23.2	27.1
300	0.0018	242	429	543	666	789	912	1035	1158	1281	1404	1527	1650	1773	1896	242	429	543	666	789	912
	0.0044	1.1	1.4	1.6	2.2	2.5	2.7	3.1	3.4	3.8	4.0	4.1	4.5	4.9	5.3	1.1	1.4	1.6	2.2	2.5	2.7
	0.0071	1364	2481	3119	3756	4393	5030	5667	6304	6941	7578	8215	8852	9489	10126	1364	2481	3119	3756	4393	5030
	0.0077	7.7	10.3	11.6	15.4	18.0	19.3	21.9	24.4	27.0	28.3	29.6	32.1	34.7	37.2	7.7	10.3	11.6	15.4	18.0	19.3
	0.0116	1715	3049	3858	4667	5476	6285	7094	7903	8712	9521	10330	11139	11948	12757	1715	3049	3858	4667	5476	6285
	0.0086	8.6	11.4	12.9	17.1	20.0	21.4	24.3	27.1	30.0	31.4	32.9	35.7	38.6	41.5	8.6	11.4	12.9	17.1	20.0	21.4
	0.0103	1819	3234	4093	4952	5811	6670	7529	8388	9247	10106	10965	11824	12683	13542	1819	3234	4093	4952	5811	6670
	0.0155	2532	4500	5695	6890	8085	9280	10475	11670	12865	14060	15255	16450	17645	18840	2532	4500	5695	6890	8085	9280
		13.8	18.4	20.7	27.5	32.1	34.4	39.0	43.6	48.2	50.5	52.8	57.4	62.0	66.6	13.8	18.4	20.7	27.5	32.1	34.4



TABLA 7.6

MOMENTOS RESISTENTES EN kg-m Y ACEROS EN cm² POR MT. DE ANCHO

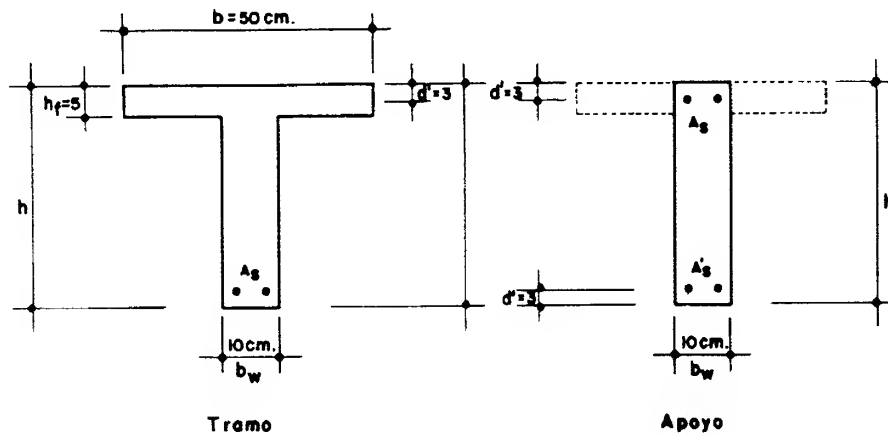
f'c	ρ _{min.}	f _y = 4200 kg/cm ²															
		b = 100 cm															
		h/d' en cm															
kg/cm ²	ρ _{max.} q=0.18	8	10	12	14	15	16	18	20	22	24	25	26	28	30	h	
	ρ _{max.} q=0.20	6	8	10	12	13	15	17	19	21	22	23	25	27	30	d'	
	ρ _{max.} q=0.30	2	2	2	2	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	d'	
	ρ _{max.} q=0.75	24.2	43.0	54.5	66.8	96.8	131.7	151.2	194.2	242.5	296.3	325.2	353.4	419.9	489.7	MU	
350	0.0018	1.1	1.4	1.6	2.2	2.2	2.5	2.7	3.1	3.4	3.8	4.0	4.1	4.5	4.9	As	
	0.0150	18.25	32.44	41.05	72.98	72.98	99.33	114.03	146.47	182.95	223.50	245.29	268.09	316.75	369.45	MU	
	0.0167	9.0	12.0	13.5	18.0	18.0	21.0	22.5	25.5	28.5	31.5	33.0	34.5	37.5	40.5	As	
	0.0170	20.01	35.57	45.01	80.02	80.02	108.91	125.03	160.59	200.60	245.05	268.94	293.95	347.29	405.08	MU	
	0.0250	10.0	13.3	15.0	20.0	20.0	23.3	25.0	28.3	31.7	35.0	36.7	38.3	41.7	45.0	As	
	0.0170	20.35	36.18	45.79	81.40	81.40	110.80	127.19	163.36	204.06	249.28	273.59	299.03	353.29	412.08	MU	
400	0.0018	10.2	13.6	15.3	20.4	20.4	23.8	25.5	28.9	32.3	35.7	37.4	39.1	42.5	45.9	As	
	0.0171	20.00	49.78	63.00	112.00	112.00	152.44	175.00	224.77	280.77	342.99	376.43	411.43	486.09	566.97	MU	
	0.0190	15.0	20.0	22.5	30.0	30.0	35.0	37.5	42.5	47.5	52.5	55.0	57.5	62.5	67.5	As	
	0.0185	24.3	43.1	54.5	96.9	96.9	131.9	151.4	194.5	242.9	296.8	325.7	356.0	420.6	490.5	MU	
	0.0250	1.1	1.4	1.6	2.2	2.2	2.5	2.7	3.1	3.4	3.8	4.0	4.1	4.5	4.9	As	
	0.0171	20.86	37.07	46.92	83.41	83.41	113.52	130.32	167.39	209.09	253.42	280.33	306.39	361.99	423.23	MU	
450	0.0018	10.3	13.7	15.4	20.6	20.6	24.0	25.7	29.1	32.6	36.0	37.7	39.4	42.9	46.3	As	
	0.0170	22.87	40.65	51.44	91.45	91.45	124.47	142.89	183.53	229.25	280.06	307.36	335.94	396.90	462.95	MU	
	0.0190	11.4	15.2	17.1	22.9	22.9	26.7	28.6	32.4	36.2	40.0	41.9	43.8	47.6	51.4	As	
	0.0185	22.25	39.35	50.06	88.98	88.98	121.11	139.03	178.58	223.07	272.50	299.07	326.88	386.20	450.46	MU	
	0.0250	11.1	14.8	16.6	22.1	22.1	25.8	27.7	31.4	35.1	38.8	40.6	42.5	46.1	49.8	As	
	0.0170	20.76	51.12	64.70	115.01	115.01	156.54	179.70	230.81	288.32	352.21	386.55	423.49	499.16	592.22	MU	
500	0.0018	15.0	20.0	22.5	30.0	30.0	35.0	37.5	42.5	47.5	52.5	55.0	57.5	62.5	67.5	As	



CARGAS PERMANENTES (CP)

	h			
		20 cm	25 cm	30 cm
TECHOS	Loseta	125 kg/m ²	125 kg/m ²	125 kg/m ²
	Nervios	75 kg/m ²	100 kg/m ²	125 kg/m ²
	Bloques de arcilla	70 kg/m ²	90 kg/m ²	110 kg/m ²
	Relleno + Impermeabilización.	120 kg/m ²	120 kg/m ²	120 kg/m ²
	Friso	30 kg/m ²	30 kg/m ²	30 kg/m ²
	CARGA PERMANENTE (CP)	420 kg/m ²	465 kg/m ²	510 kg/m ²
ENTREPISOS	Loseta	125 kg/m ²	125 kg/m ²	125 kg/m ²
	Nervios	75 kg/m ²	100 kg/m ²	125 kg/m ²
	Bloques de arcilla	70 kg/m ²	90 kg/m ²	110 kg/m ²
	Base de pavimento + piso	120 kg/m ²	120 kg/m ²	120 kg/m ²
	Friso	30 kg/m ²	30 kg/m ²	30 kg/m ²
	Tabiques de bloques de arcilla + frisos (1)	150 kg/m ²	150 kg/m ²	150 kg/m ²
	CARGA PERMANENTE (CP)	570 kg/m ²	615 kg/m ²	660 kg/m ²

(1) Se ha considerado un peso mínimo de tabiquería igual a 150 kg/m² aplicados sobre la losa.

**MOMENTO (-) Y FUERZA CORTANTE ULTIMOS:**

$$M_u = \phi R_u b_w d^2$$

$$V_u = \phi v_c b_w d$$

en donde: R_u se toma para $q = 0.18$ (véase Tabla 4.2).

$\phi = 0.90$ para flexión y $\phi = 0.85$ para corte.

$$v_c = 0.53 \sqrt{f'_c} \times 1.1 \quad (\text{Véase Tabla 4.1})$$

ARMADURA:

$$\text{Tramo: } A_s = \frac{M_u}{\phi f_y j_u d}$$

$$\text{Apoyo: } A_s' = \frac{M - M_u}{\phi f_y (d - d')}$$

en donde:

$$j_u = 0.894$$

**MACIZADOS:**

$$\text{Por corte: } x_c = \frac{V - V_u}{w}$$

$$\text{Por momento: } x_m = \frac{V}{w} - \sqrt{\left(\frac{V}{w}\right)^2 - \frac{2(M - \mu)}{w}}$$

en donde:

$$\mu = M_u + A_s' \phi f_y (d - d')$$

En las tablas siguientes se dan los valores de momentos resistentes, fuerzas cortantes, armaduras y macizados por nervios para los espesores de losas más usuales y varias calidades de concreto y acero.

Concretos de: $f'_c = 150, 200, 250, 300, 350$ y 400 kg/cm^2

Aceros de: $f_y = 2800$ y 4200 kg/cm^2



TABLA 7.7

				$f_y = 2800 \text{ Kg./cm}^2$				
$\frac{h}{d}$ (cm)	f'_c (Kg/cm ²)	$M_u (-) \quad V_u$		ARMADURA.		ARMADURA MINIMA.		MACIZADO x MOMENTO
		$\phi R_u b_w d^2$ (Kg-m)	$\phi v_c b_w d$ (Kg)	TRAMO	APOYO	LOSETA	NERVIO	$A_s \phi f_y (d-d')$
				$\phi f_y l_u d$	$\phi f_y (d-d')$	0.0018bh _f (cm ² /m)	0.0050b _w d (cm ²)	
20 17 3	150	628	1042	383	353	0.90 (malla R-0.98)	0.85 (2ø 3/8")	353A' _S
	200	837	1202					
	250	1046	1345					
	300	1255	1472					
	350	1465	1591					
	400	1633	1700					
25 22 3	150	1051	1349	496	479	0.90 (malla R-0.98)	1.10 (2ø 3/8")	479A' _S
	200	1402	1555					
	250	1752	1740					
	300	2103	1905					
	350	2453	2059					
	400	2735	2200					
30 27 3	150	1583	1655	608	605	0.90 (malla R-0.98)	1.35 (2ø 3/8")	605A' _S
	200	2111	1909					
	250	2639	2136					
	300	3167	2338					
	350	3695	2527					
	400	4120	2700					

LOS VALORES DE ϕR_u SE TOMARON DE LA TABLA 4.2 PARA $q = 0.18$

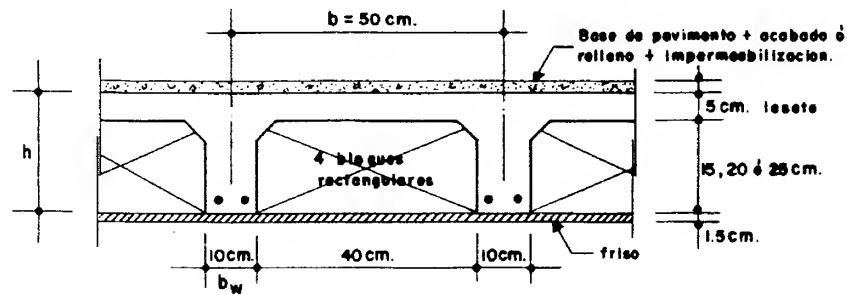
LOS VALORES DE Ø R_u SE TOMARON DE LA TABLA 4.2 PARA q = 0.18

TABLA 7.8

				$f_y = 4200 \text{ Kg./cm}^2$				
h. d. d' (cm)	f'c (Kg/cm ²)	M _u (-) V _u		ARMADURA.		ARMADURA MINIMA.		MACIZADO x MOMENTO
		$\phi R_u b_w d^2$ (Kg-m)	$\phi v'_c b_w d$ (Kg)	TRAMO	APOYO	LOSETA	NERVIO	$A_s \phi f_y (d-d')$
				$\phi f_y l_u d$	$\phi f_y (d-d')$	$0.0018 b h_f$ (cm ² /m)	$0.0050 b_w d$ (cm ²)	
20 17 3	150	628	1042	574	529	0.90 (malla R-0.98)	0.56 (2ø 3/8")	529A' _S
	200	837	1202					
	250	1046	1345					
	300	1255	1472					
	350	1463	1591					
	400	1674	1700					
25 22 3	150	1051	1349	743	718	0.90 (malla R-0.98)	0.73 (2ø 3/8")	718A' _S
	200	1402	1555					
	250	1752	1740					
	300	2103	1905					
	350	2450	2059					
	400	2803	2200					
30 27 3	150	1583	1655	912	907	0.90 (malla R-0.98)	0.89 (2ø 3/8")	907A' _S
	200	2111	1909					
	250	2639	2136					
	300	3167	2338					
	350	3691	2527					
	400	4222	2700					

LOS VALORES DE ϕR_u SE TOMARON DE LA TABLA 4.2 PARA $q = 0.18$

LOS VALORES DE Ø R_u SE TOMARON DE LA TABLA 4.2 PARA q = 0.18



CARGAS PERMANENTES (CP)

	h	CARGAS PERMANENTES (CP)		
		20 cm	25 cm	30 cm
TECHOS	Loseta	125 kg/m ²	125 kg/m ²	125 kg/m ²
	Nervios	135 kg/m ²	180 kg/m ²	225 kg/m ²
	Bloques de arcilla	55 kg/m ²	70 kg/m ²	90 kg/m ²
	Relleno + Impermeabilización	120 kg/m ²	120 kg/m ²	120 kg/m ²
	Friso	30 kg/m ²	30 kg/m ²	30 kg/m ²
	CARGA PERMANENTE (CP)	465 kg/m²	525 kg/m²	590 kg/m²
ENTREPISOS	Loseta	125 kg/m ²	125 kg/m ²	125 kg/m ²
	Nervios	135 kg/m ²	180 kg/m ²	225 kg/m ²
	Bloques de arcilla	55 kg/m ²	70 kg/m ²	90 kg/m ²
	Base de pavimento + piso	120 kg/m ²	120 kg/m ²	120 kg/m ²
	Friso	30 kg/m ²	30 kg/m ²	30 kg/m ²
	Tabiques de bloques de arcilla + frisos (1)	150 kg/m ²	150 kg/m ²	150 kg/m ²
	CARGA PERMANENTE (CP)	615 kg/m²	675 kg/m²	740 kg/m²

(1) Se ha considerado un peso mínimo de tabiquería igual a 150 kg/m² aplicados sobre la placa.

TABLA 7.9

				$f_y = 2800 \text{ Kg./cm.}^2$				
h d_x d_y (cm)	$f'c$ (Kg./cm ²)	$M_u (-) \quad V_u$		ARMADURA.		ARMADURA MINIMA.		MACIZADO x MOMENTO.
		$\phi R_u b_w d_x^2$ $\phi R_u b_w d_y^2$ (Kg.-m)	$\phi v_c b_w d_x$ $\phi v_c b_w d_y$ (Kg.)	TRAMO	APOYO	LOSETA	NERVIO	
					$\phi f_y j_u d_x$ $\phi f_y j_u d_y$	$\phi f_y (d_x - d'_x)$ $\phi f_y (d_y - d'_y)$	0.0018bh _f (cm. ² /m)	0.0050b _w d _x 0.0050b _w d _y (cm. ²)
20 17 14 3	150	628 426	1042 858	383 315	353 277	0.90 (malla R-0.98)	0.85 0.67 (2ø 3/8")	353A' _S 277A' _S
	200	837 568	1202 990					
	250	1046 710	1345 1107					
	300	1255 851	1472 1212					
	350	1465 993	1591 1310					
	400	1633 1108	1700 1400					
25 22 19 3	150	1051 784	1349 1165	496 428	479 403	0.90 (malla R-0.98)	1.10 0.93 (2ø 3/8")	479A' _S 403A' _S
	200	1402 1045	1555 1343					
	250	1752 1307	1740 1503					
	300	2103 1568	1905 1645					
	350	2453 1830	2059 1778					
	400	2735 2040	2200 1900					
30 27 24 3	150	1583 1251	1655 1471	608 540	605 529	0.90 (malla R-0.98)	1.35 1.18 (2ø 3/8")	605A' _S 529A' _S
	200	2111 1668	1909 1697					
	250	2639 2085	2136 1898					
	300	3167 2502	2338 2078					
	350	3695 2919	2527 2246					
	400	4120 3255	2700 2400					

LOS VALORES DE ϕR_u SE TOMARON DE LA TABLA 4.2 PARA $q = 0.18$

LOS VALORES DE Ø R_u SE TOMARON DE LA TABLA 4.2 PARA q = 0.18



TABLA 7.10

				f _y = 4200 Kg./cm. ²				
h d _x d _y d' (cm)	f'c (Kg./cm. ²)	M _u (-) V _u		ARMADURA.		ARMADURA MINIMA.		MACIZADO x MOMENTO
		Ø R _u b _w d _x ² Ø R _u b _w d _y ² (Kg.-m)	Ø v _c b _w d _x Ø v _c b _w d _y (Kg.)	TRAMO	APOYO	LOSETA	NERVIO	
				Ø f _y j _u d _x Ø f _y j _u d _y	Ø f _y (d _x -d' _x) Ø f _y (d _y -d' _y)	0.0018 b h _f (cm. ² /m)	0.0050 b _w d _x 0.0050 b _w d _y (cm. ²)	
20 17 14 3	150	628 426	1042 858	574 472	529 416	0.90 (malla R-0.98)	0.85 0.67 (2ø 3/8")	529A' _s 416A' _s
	200	837 568	1202 990					
	250	1046 710	1345 1107					
	300	1255 851	1472 1212					
	350	1463 992	1591 1310					
	400	1674 1135	1700 1400					
25 22 19 3	150	1051 784	1349 1165	743 641	718 605	0.90 (malla R-0.98)	1.10 0.93 (2ø 3/8")	718A' _s 605A' _s
	200	1402 1045	1555 1343					
	250	1752 1307	1740 1503					
	300	2103 1568	1905 1645					
	350	2450 1828	2059 1778					
	400	2803 2091	2200 1900					
30 27 24 3	150	1583 1251	1655 1471	912 811	907 794	0.90 (malla R-0.98)	1.35 1.18 (2ø 3/8")	907A' _s 794A' _s
	200	2111 1668	1909 1697					
	250	2639 2085	2136 1898					
	300	3167 2502	2338 2078					
	350	3691 2919	2527 2246					
	400	4222 3336	2700 2400					

LOS VALORES DE Ø R_u SE TOMARON DE LA TABLA 4.2 PARA q = 0.18

LOS VALORES DE Ø Ru SE TOMARON DE LA TABLA 4.2 PARA q = 0.18



ASPECTOS GENERALES

Los entrepisos reticulare se diferencian de las losas nervadas en dos direcciones en que éstas tienen vigas perimetrales muy rígidas, que son consideradas indeformables, mientras que aquellas se apoyan directamente en las columnas, sin vigas rígidas, de modo que su perímetro es considerado deformable.

Generalmente en el entrepiso reticular los nervios que pasan cerca de las columnas, llamados nervios de capitel, son más anchos que los demás, llamados nervios de tramo, pero todos tienen la misma altura.

PROCEDIMIENTOS DE CÁLCULO

Las solicitaciones en los elementos de los retículos se han calculado en este caso por el "Método de los Desplazamientos". Otros procedimientos de análisis son el método de Doménico Parma y el de Anatole Zagustin.

Siguiendo el criterio de A. Zagustin se despreciaron los momentos torsores en los nervios del retículo.

TABLAS DE RETÍCULOS

Se incluyen tablas para retículos de las siguientes modulaciones:

5 x 5, 6 x 6, 6 x 7, 6 x 8, 7 x 7, 7 x 8, 7 x 9, 7 x 10, 8 x 8, 8 x 9, 8 x 10.

Para todos ellos se han considerado 6 casos de continuidad, de acuerdo con la práctica corriente en placas doblemente armadas, pero considerando que el perímetro tiene deflexiones verticales.

En las tablas se dan coeficientes para calcular los momentos y cortes en los nervios representativos del retículo, en función de la carga nodal P y de la distancia S entre nodos. Todos los recuadros definidos por los nodos son cuadrados de dimensión S x S.



En el cálculo de las tablas se consideró que los retículos están simplemente apoyados en las columnas.

BIBLIOGRAFIA

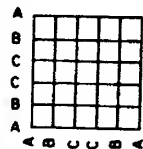
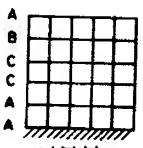
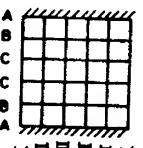
- Asprino, Miguel y Rodríguez Gil, Fernan
"Entrepisos Reticulares"
Tesis de Grado, Universidad Central de Venezuela.
Multigrafiada
Caracas, 1954



LOSAS RETICULARES - RETICULO DE 5 x 5

COEFICIENTES DE MOMENTOS

TABLA N° 7.11

CASO	NERV.	$\mu = M/P.s$					
		1	2	3	4	5	6
	A	0.0	3.00	3.60	3.60	3.00	0.0
	B	0.0	1.90	3.29	3.29	1.90	0.0
	C	0.0	0.10	0.60	0.60	0.10	0.0
	A	0.0	2.37	2.82	2.82	2.37	0.0
	B	0.0	2.69	4.10	4.10	2.69	0.0
	C	0.0	0.73	1.76	1.76	0.73	0.0
	I	-5.26	-0.13	1.81	2.53	2.30	0.0
	II	-2.51	-0.76	1.26	1.97	1.31	0.0
	III	-0.28	-0.10	-0.06	0.01	-0.11	0.0
	A	0.0	1.92	2.04	2.04	1.92	0.0
	B	0.0	2.26	3.50	3.50	2.26	0.0
	C	0.0	0.31	1.93	1.93	0.81	0.0
	I	-3.79	+0.29	+1.60	-1.60	-0.29	-3.79
	II	-1.57	-0.26	1.04	1.04	-0.26	-1.57
	III	0.36	-0.03	-0.15	-0.15	-0.03	0.36

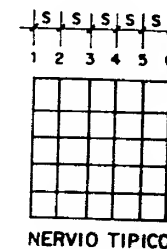
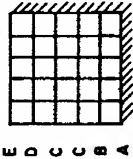
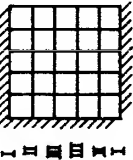
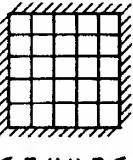


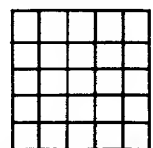


TABLA N° 7. 11

LOSAS RETICULARES - RETICULO DE 5 x 5
COEFICIENTES DE MOMENTOS

CASO	NERV.	$\mu = M/P.s$					
		1	2	3	4	5	6
 ④	A	0.0	1.79	1.72	1.29	0.28	-4.39
	B	0.0	1.96	2.67	1.84	-0.83	-3.99
	C	0.0	0.40	0.84	0.43	-0.48	-0.57
	D	0.0	1.04	1.57	1.00	-0.62	-1.98
	E	0.0	1.63	1.83	1.34	-0.06	-3.91
 ⑤	A	-3.25	0.48	1.15	1.15	0.48	-3.25
	B	-2.70	-0.24	1.59	1.59	-0.24	-2.70
	C	-0.16	-0.19	+0.38	+0.38	-0.19	-0.16
	D	-1.19	-0.20	-0.79	-0.79	-0.20	-1.19
	I	-3.52	0.24	1.04	1.37	1.43	0.00
	II	-3.26	-0.69	1.51	2.20	1.60	0.00
	III	-0.68	-0.52	0.48	0.95	0.45	0.00
 ⑥	A	-2.61	0.40	0.91	0.91	0.40	-2.61
	B	-2.17	-0.20	1.28	1.28	-0.20	-2.17
	C	-0.22	-0.20	+0.30	+0.30	-0.20	-0.22

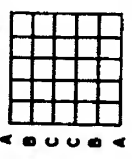
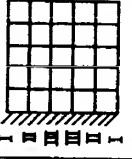
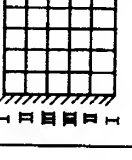
1 2 3 4 5 6



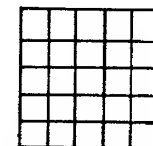
NERVIO TIPICO

TABLA N° 7. 12

LOSAS RETICULARES - RETICULO DE 5 x 5
COEFICIENTES DE FUERZA CORTANTE

CASO	NERV.	$v = V/P$				
		1-2	2-3	3-4	4-5	5-6
 ①	A	3.00	0.60	0.0	-0.60	-3.00
	B	1.90	1.40	0.0	-1.40	-1.90
	C	0.10	0.50	0.0	-0.50	-0.10
 ②	A	2.37	0.12	0.0	-0.12	-2.37
	B	2.69	1.42	0.0	-1.42	-2.69
	C	0.73	1.03	0.0	-1.03	-0.73
	I	5.13	1.94	0.71	-0.22	-2.30
	II	1.75	2.02	0.71	-0.66	-1.31
	III	-0.38	0.04	0.07	-0.12	-0.11
 ③	A	1.92	0.12	0.0	-0.12	-1.92
	B	2.26	1.27	0.0	-1.27	-2.26
	C	0.81	1.12	0.0	-1.12	-0.81
	I	4.08	1.31	0.0	-1.31	-4.08
	II	1.31	1.30	0.0	-1.30	-1.31
	III	-0.39	-0.12	0.0	+0.12	+0.39

1 2 3 4 5 6

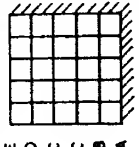
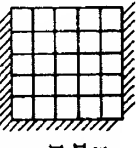
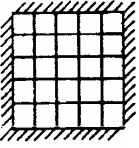


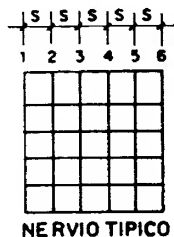
NERVIO TIPICO



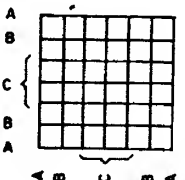
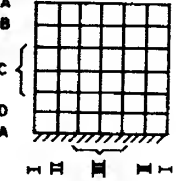
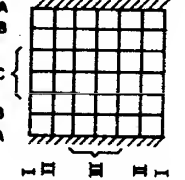
TABLA N° 7.12

LOSAS RETICULARES- RETICULO DE 5 x 5 COEFICIENTES DE FUERZA CORTANTE

CASO	NERV.	$v = V/P$				
		1-2	2-3	3-4	4-5	5-6
	A	1.79	-0.72	-0.43	-1.09	-4.68
	B	1.96	-0.71	-0.84	-2.66	-3.17
	C	0.40	0.44	-0.41	-0.91	-0.83
	D	1.04	0.54	-0.58	-0.61	-1.36
	E	1.68	0.15	-0.49	-1.39	-3.35
	A	3.73	0.66	0.00	-0.66	-3.73
	B	3.08	1.83	0.00	-1.83	-3.08
	C	-0.03	0.46	0.00	-0.46	+0.03
	D	0.99	0.99	0.00	-0.99	-0.99
	I	3.76	0.80	0.33	0.06	-1.43
	II	2.57	2.20	0.70	-0.60	-1.60
	III	0.16	0.99	0.47	-0.47	-0.48
	A	3.00	0.52	0.00	-0.52	-3.00
	B	1.98	1.48	0.00	-1.48	-1.98
	C	0.02	0.50	0.00	-0.50	-0.02



LOSAS RETICULARES- RETICULO DE 6 x 6 COEFICIENTES DE MOMENTOS

CASO	NERV.	$\mu = M/P.s$						
		1	2	3	4	5	6	7
	A	0.0	4.37	5.25	5.46	5.25	4.37	0.0
	B	0.0	2.98	5.46	6.15	5.46	2.98	0.0
	C	0.0	0.18	1.17	1.65	1.17	0.18	0.0
	D							
	A	0.0	2.82	3.32	3.40	3.32	2.82	0.0
	B	0.0	4.21	5.92	6.33	5.92	4.21	0.0
	C	0.0	1.55	3.27	3.75	3.27	1.55	0.0
	D	0.0	2.26	4.19	4.78	4.19	2.26	0.0
	I	-12.68	-3.78	0.40	2.52	3.31	3.04	0.0
	II	-4.78	-3.02	0.23	2.32	2.99	1.83	0.0
	III	0.33	0.24	-0.05	-0.38	-0.49	-0.34	0.0
	D							
	A	0.0	2.21	2.62	2.77	2.62	2.21	0.0
	B	0.0	3.36	4.94	5.36	4.94	3.36	0.0
	C	0.0	1.36	3.07	3.64	3.07	1.36	0.0
	I	-8.25	-1.71	0.96	1.78	0.96	-1.71	-8.25
	II	-2.61	-1.32	0.73	1.44	0.73	-1.32	-2.61
	III	0.37	0.18	-0.17	-0.38	-0.17	0.18	0.37
	D							
	E							

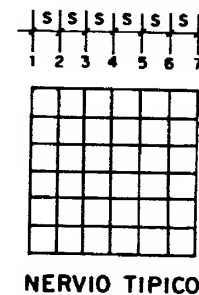
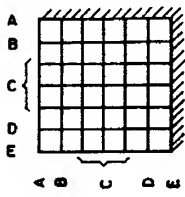
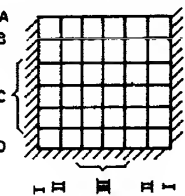
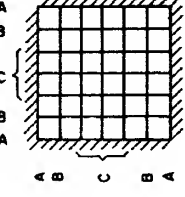


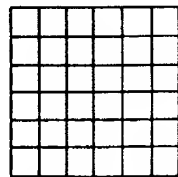


TABLA N° 7.13

LOSAS RETICULARES - RETICULO DE 6 x 6 COEFICIENTES DE MOMENTOS

CASO	NERV.	$\mu = M/P.s$						
		1	2	3	4	5	6	7
	A	2.0	1.97	2.01	1.58	0.28	-2.08	-9.54
	B	0.0	2.82	3.61	2.83	0.69	-3.40	-3.01
	C	0.0	0.88	1.69	1.43	0.41	-1.10	-1.65
	D	0.0	1.35	2.21	1.76	0.21	-2.25	-3.68
	E	0.0	2.00	2.15	1.63	0.28	-2.44	-8.49
	A	-6.30	-0.86	0.59	1.11	0.59	-0.86	-6.30
	B	-5.10	-1.55	1.14	1.93	1.14	-1.55	-5.10
	C	-1.91	-0.96	0.53	1.04	0.53	-0.96	-1.91
	D	-5.70	-1.16	0.66	1.21	0.66	-1.16	-5.70
	I	-7.67	-1.68	0.26	1.26	1.61	1.53	0.0
	II	-6.27	-2.78	0.54	2.29	2.88	2.21	0.0
	III	-1.45	-1.02	0.32	1.33	1.54	0.78	0.0
	A	-5.10	-0.72	0.49	0.90	0.49	-0.72	-5.10
	B	-3.90	-1.25	0.89	1.53	0.89	-1.25	-3.90
	C	-0.74	-0.42	0.41	0.75	0.41	-0.42	-0.74

S S S S S S S
1 2 3 4 5 6 7

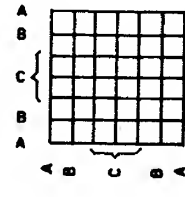
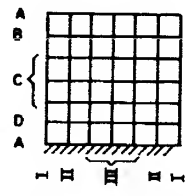
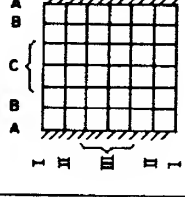


NERVIO TÍPICO

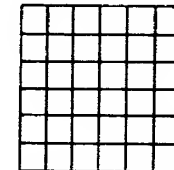


TABLA N° 7.14

LOSAS RETICULARES - RETICULO DE 6 x 6 COEFICIENTES DE FUERZA CORTANTE

CASO	NERV.	$v = V/P$					
		1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7
	A	4.37	0.90	0.20	-0.20	-0.90	-4.37
	B	2.98	2.48	0.68	-0.68	-2.48	-2.98
	C	0.18	1.17	1.65	-1.65	-1.17	-0.18
	A	2.72	0.46	0.20	-0.20	-0.46	-2.72
	B	4.21	1.71	0.41	-0.41	-1.71	-4.21
	C	1.55	1.72	0.48	-0.48	-1.72	-1.55
	D	2.26	1.93	0.59	-0.59	-1.93	-2.26
	I	8.89	4.18	2.12	0.78	-0.27	-3.04
	II	1.76	3.25	2.09	0.67	-1.16	-1.83
	III	-0.23	-0.08	0.32	-0.02	-0.25	-0.08
	A	2.20	0.41	0.15	-0.15	-0.41	-2.20
	B	3.35	1.58	0.42	-0.42	-1.58	-3.35
	C	1.36	1.71	0.57	-0.57	-1.71	-1.36
	I	6.54	2.68	0.82	-0.82	-2.68	-6.54
	II	1.28	2.06	0.71	-0.71	-2.06	-1.28
	III	-0.23	-0.06	-0.07	+0.07	+0.06	+0.23

S S S S S S S
1 2 3 4 5 6 7

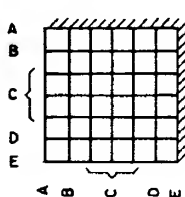
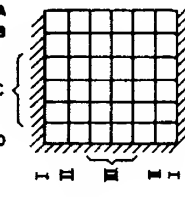
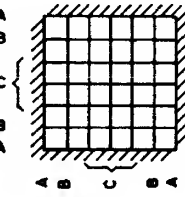


NERVIO TÍPICO

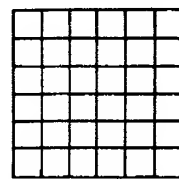


TABLA N° 7.14

LOSAS RETICULARES - RETICULO DE 6 x 6
COEFICIENTES DE FUERZA CORTANTE

CASO	NERV.	$v = V/P$					
		1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7
	A	1.97	0.04	-0.42	-1.30	-2.36	-7.46
	B	2.83	0.78	-0.77	-2.13	-4.10	-4.60
	C	0.88	0.81	-0.26	-1.02	-1.52	-0.55
	D	1.35	0.85	-0.45	-1.54	-2.47	-1.42
	E	2.00	0.149	-0.52	-1.34	-2.72	-6.05
	A	5.44	1.45	0.52	-0.52	-1.45	-5.44
	B	3.54	2.71	0.78	-0.78	-2.71	-3.54
	C	0.43	1.00	0.35	-0.35	-1.00	-0.43
	D	4.54	1.82	0.54	-0.54	-1.82	-4.54
	I	5.98	1.94	1.00	0.34	-0.07	-1.53
	II	3.49	3.32	1.75	0.59	-0.67	-2.21
	III	0.43	1.35	1.00	0.21	-0.76	-0.78
	A	4.37	1.22	0.40	-0.40	-1.22	-4.37
	B	2.65	2.15	0.64	-0.64	-2.15	-2.65
	C	0.32	0.83	0.33	-0.33	-0.83	-0.32

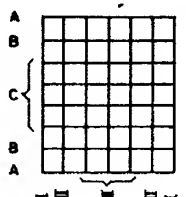
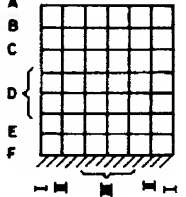
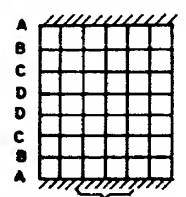
S S S S S S S
1 2 3 4 5 6 7



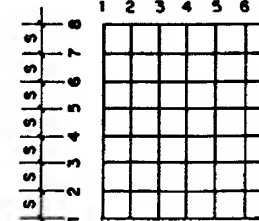
NERVIO TÍPICO



LOSAS RETICULARES - RETICULO DE 6 x 7 TABLA N° 7.15
COEFICIENTES DE MOMENTOS

CASO	NERV.	$\mu = M/P.s$							
		1	2	3	4	5	6	7	8
	A	0.0	5.25	6.45	6.76	6.45	5.25	0.0	-
	B	0.0	3.60	6.71	7.61	6.71	3.60	0.0	-
	C	0.0	0.19	1.28	1.82	1.28	0.19	0.0	-
	I	0.0	4.97	5.85	6.03	6.03	5.85	4.97	0.0
	II	0.0	3.54	6.53	7.74	7.74	6.53	3.54	0.0
	III	0.0	0.39	1.99	3.14	3.14	1.99	0.39	0.0
	A	0.0	3.17	3.69	3.96	3.69	3.17	0.0	-
	B	0.0	4.90	6.92	7.41	6.92	4.90	0.0	-
	C	0.0	1.79	3.76	4.27	3.76	1.79	0.0	-
	D	0.0	0.86	2.02	2.54	2.02	0.86	0.0	-
	E	0.0	2.53	4.69	5.32	4.69	2.53	0.0	-
	F	0.0	3.44	4.12	4.26	4.12	3.44	0.0	-
	I	-15.62	-5.28	-0.34	2.29	3.58	3.99	3.51	0.0
	II	-6.81	-4.65	-0.62	2.22	3.77	3.91	2.26	0.0
	III	-0.41	-0.66	-0.36	0.39	0.80	0.60	0.04	0.0
	A	0.0	2.43	2.93	3.12	2.93	2.43	0.0	-
	B	0.0	3.81	5.48	5.90	5.48	3.81	0.0	-
	C	0.0	1.46	3.19	3.72	3.19	1.46	0.0	-
	D	0.0	0.98	2.37	2.99	2.37	0.98	0.0	-
	I	-10.6	-2.81	0.63	2.11	2.11	0.63	-2.81	-10.6
	II	-3.75	-2.22	0.44	1.86	1.86	0.44	-2.22	-3.75
	III	0.35	0.22	-0.07	-0.31	-0.31	-0.07	0.22	0.35

S S S S S S S
1 2 3 4 5 6 7



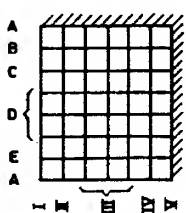
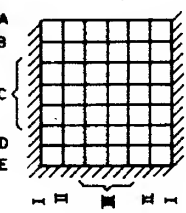
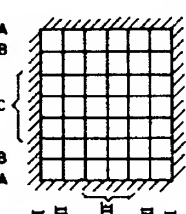
NERVIO TÍPICO

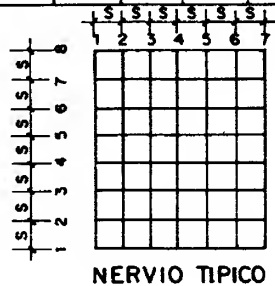


LOSAS RETICULARES - RETICULO DE 6 x 7

COEFICIENTES DE MOMENTOS

TABLA N° 7.15

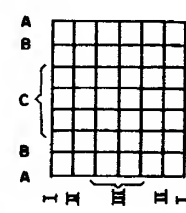
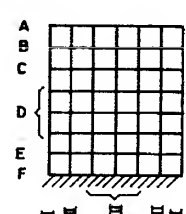
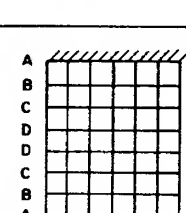
CASO	NERV.	$\mu = M/P.s$							
		1	2	3	4	5	6	7	8
	A	0.0	2.43	2.64	2.01	0.33	-3.01	-10.9	-
	B	0.0	3.31	4.25	3.32	0.81	-3.96	-9.44	-
	C	0.0	1.04	2.08	1.76	0.53	-1.33	-2.03	-
	D	0.0	0.36	0.79	0.82	0.30	-0.54	-0.98	-
	E	0.0	1.56	2.55	2.00	0.22	-2.56	-4.10	-
	I	0.0	2.33	2.59	2.28	1.48	-1.18	-3.40	-10.4
	II	0.0	1.73	3.03	3.01	1.84	-0.41	-3.66	-5.53
	III	0.0	1.16	2.34	2.34	1.51	0.0	-1.35	-2.43
	IV	0.0	3.38	4.52	4.20	2.75	-0.09	-5.11	-10.4
	V	0.0	2.25	2.47	2.32	1.54	-1.18	-3.11	-12.0
	A	-7.0	-0.9	0.63	1.22	0.63	-0.9	-7.0	-
	B	-6.02	-1.78	1.34	2.22	1.34	-1.78	-6.02	-
	C	-1.22	-0.63	0.68	1.12	0.68	-0.63	-1.22	-
	D	-2.21	-1.11	0.61	1.21	0.61	-1.11	-2.21	-
	E	-6.75	-1.39	0.73	1.44	0.78	-1.39	-6.75	-
	I	-9.80	-2.59	-0.11	1.26	1.89	2.02	1.80	0.0
	II	-8.39	-4.32	-0.13	2.32	3.55	3.73	2.68	0.0
	III	-2.19	-1.76	-0.08	1.45	2.29	2.18	1.02	0.0
	IV	-5.75	-0.79	0.54	1.01	0.54	-0.79	-5.75	-
	V	-4.58	-1.42	1.03	1.75	1.03	-1.42	-4.58	-
	A	-5.75	-0.79	0.54	1.01	0.54	-0.79	-5.75	-
	B	-4.58	-1.42	1.03	1.75	1.03	-1.42	-4.58	-
	C	-0.86	-0.47	0.48	0.84	0.48	-0.47	-0.86	-
	D	-6.57	-1.28	0.34	1.08	1.08	0.34	-1.28	-6.57
	E	-5.27	-2.15	0.65	1.91	1.91	0.65	-2.15	-5.27
	I	-1.16	-0.79	0.33	1.04	1.04	0.33	-0.79	-1.16
	II	-1.16	-0.79	0.33	1.04	1.04	0.33	-0.79	-1.16
	III	-1.16	-0.79	0.33	1.04	1.04	0.33	-0.79	-1.16
	IV	-1.16	-0.79	0.33	1.04	1.04	0.33	-0.79	-1.16
	V	-1.16	-0.79	0.33	1.04	1.04	0.33	-0.79	-1.16



LOSAS RETICULARES - RETICULO DE 6 x 7

COEFICIENTES DE FUERZA CORTANTE

TABLA N° 7.16

CASO	NERV.	$v = V/P$							
		1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8	
	A	5.25	1.20	0.31	-0.31	-1.20	-5.25	-	
	B	3.59	3.11	0.89	-0.89	-3.11	-3.59	-	
	C	0.19	1.08	0.54	-0.54	-1.08	-0.19	-	
	D	4.97	0.87	0.18	0.00	-0.18	-0.87	-4.97	
	E	3.54	3.03	1.15	0.00	-1.15	-3.03	-3.54	
	I	0.39	1.61	1.14	0.00	-1.14	-1.61	-0.39	
	II								
	III								
	IV								
	V								
	A	3.17	0.52	0.27	-0.27	-0.52	-3.17	-	
	B	4.90	2.02	0.48	-0.48	-2.02	-4.90	-	
	C	1.79	1.97	0.51	-0.51	-1.97	-1.79	-	
	D	0.86	1.16	0.51	-0.51	-1.16	-0.86	-	
	E	2.54	2.15	0.63	-0.63	-2.15	-2.54	-	
	F	3.44	0.68	0.14	-0.14	-0.68	3.44	-	
	I	10.33	4.93	2.64	1.28	0.41	-0.47	-3.51	
	II	2.15	4.03	2.84	1.55	0.15	-1.65	-2.26	
	III	-0.25	+0.29	0.76	0.41	-0.20	-0.56	-0.04	
	IV								
	A	2.43	0.45	0.18	-0.18	-0.45	-2.43	-	
	B	3.81	1.67	0.42	-0.42	-1.67	-3.81	-	
	C	1.46	1.72	0.52	-0.52	-1.72	-1.46	-	
	D	0.98	1.39	0.62	-0.62	-1.39	-0.98	-	
	E	7.76	3.44	1.48	0.00	-1.43	-3.44	-7.76	
	I	1.53	2.67	1.41	0.00	-1.41	-2.67	-1.53	
	II	3.23	0.02	0.22	0.00	-0.22	-0.02	-0.23	
	III								
	IV								
	V								

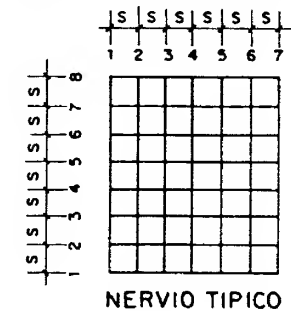
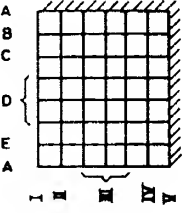
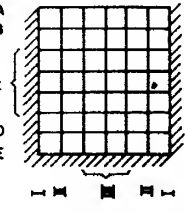
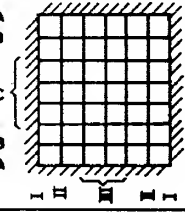


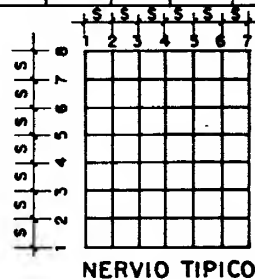


TABLA N° 7.16

LOSAS RETICULARES - RETICULO DE 6 x 7

COEFICIENTES DE FUERZA CORTANTE

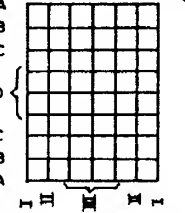
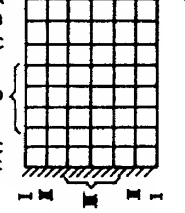
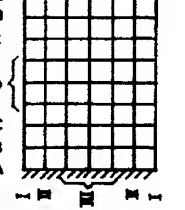
C A S O	NERV.	$v = V/P$						
		1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8
	④ A	2.43	0.21	-0.63	-1.68	-3.34	-8.45	-
	B	3.31	0.93	-0.93	-2.50	-4.73	-5.47	-
	C	1.04	1.04	-0.32	-1.23	-1.87	-0.70	-
	D	0.36	0.43	0.02	-0.51	-0.84	-0.44	-
	E	1.56	0.99	-0.55	-1.78	-2.87	-1.54	-
	I	-2.33	-0.26	0.31	0.81	1.66	3.21	7.03
	II	-1.72	-1.31	0.00	1.18	2.25	3.25	1.87
	III	-1.16	-1.17	0.00	0.83	1.51	1.86	0.58
	IV	-3.33	-1.13	0.31	1.45	2.85	5.02	5.33
	V	-2.25	-0.21	0.14	0.78	1.72	2.92	8.89
	⑤ A	6.10	1.53	0.60	-0.60	-1.53	-6.10	-
	B	4.24	3.12	0.89	-0.89	-3.12	-4.24	-
	C	0.59	1.32	0.44	-0.44	-1.32	-0.59	-
	D	1.09	1.73	0.59	-0.59	-1.73	-1.09	-
	E	5.36	2.18	0.65	-0.65	-2.18	-5.36	-
	I	7.21	2.47	1.38	0.62	0.13	-0.21	-1.80
	II	4.07	4.18	2.46	1.22	0.18	-1.05	-2.68
	III	0.43	1.67	1.54	0.83	-0.11	-1.15	-1.02
	⑥ A	4.96	1.34	0.46	-0.46	-1.34	-4.96	-
	B	3.15	2.46	0.72	-0.72	-2.46	-3.15	-
	C	0.39	0.95	0.35	-0.35	-0.95	-0.39	-
	I	5.28	1.63	0.74	0.00	-0.74	-1.63	-5.28
	II	3.12	2.81	1.25	0.00	-1.25	-2.81	-3.12
	III	0.37	1.12	0.71	0.00	-0.71	-1.12	-0.37



LOSAS RETICULARES - RETICULO DE 6 x 8

COEFICIENTES DE MOMENTOS

TABLA N° 7.17

C A S O	NERV.	$\mu = M/P.s$								
		1	2	3	4	5	6	7	8	9
	① A	0.0	6.07	7.52	7.91	7.52	6.07	0.0	-	-
	B	0.0	4.25	7.99	9.10	7.99	4.25	0.0	-	-
	C	0.0	0.31	1.65	2.33	1.65	0.31	0.0	-	-
	D	0.0	-0.58	-1.27	-1.60	-1.27	-0.58	0.0	-	-
	I	0.0	5.63	6.51	6.59	6.54	6.59	6.51	5.63	0.0
	II	0.0	4.11	7.74	9.32	9.76	9.32	7.74	4.11	0.0
	III	0.0	0.56	2.75	4.62	5.30	4.62	2.75	0.56	0.0
	② A	0.0	3.65	4.19	4.52	4.19	3.65	0.0	-	-
	B	0.0	5.61	7.98	8.54	7.98	5.61	0.0	-	-
	C	0.0	2.92	5.43	6.17	5.43	2.92	0.0	-	-
	D	0.0	0.96	2.24	2.82	2.24	0.96	0.0	-	-
	I	-18.46	-6.74	-1.14	1.91	3.49	4.30	4.54	3.98	0.0
	II	-9.16	-6.54	-1.68	1.86	4.11	5.10	4.81	2.70	0.0
	III	-1.07	-1.37	-0.85	0.41	1.39	1.69	1.14	0.18	0.0
	③ A	0.0	2.80	3.30	3.52	3.30	2.80	0.0	-	-
	B	0.0	4.32	6.17	6.62	6.17	4.32	0.0	-	-
	C	0.0	1.62	3.46	3.98	3.46	1.62	0.0	-	-
	D	0.0	0.91	2.18	2.74	2.18	0.91	0.0	-	-
	I	-12.98	-3.95	0.15	2.14	2.72	2.14	0.15	-3.95	-12.98
	II	-5.12	-3.31	-0.03	2.02	2.72	2.02	-0.03	-3.31	-5.12
	III	-0.11	-0.33	-0.17	0.31	0.51	0.31	-0.17	-0.33	-0.11

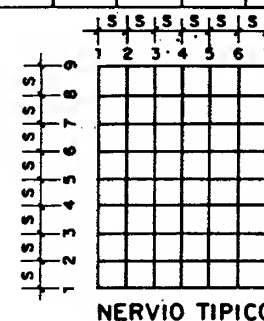
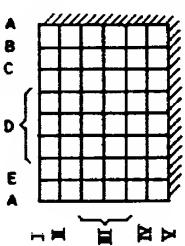
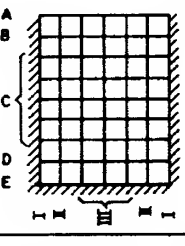
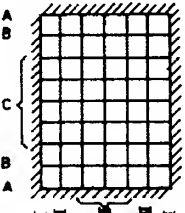


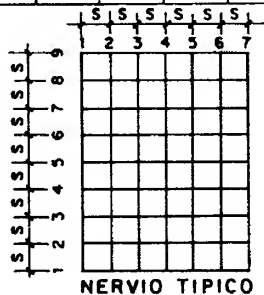


TABLA N° 7. 17

LOSAS RETICULARES - RETICULO DE 6 x 8

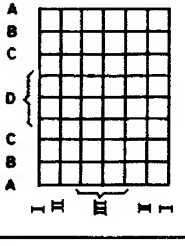
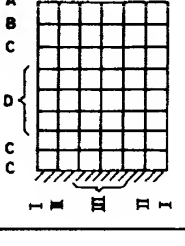
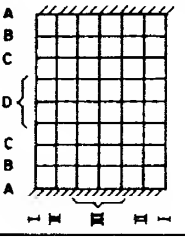
COEFICIENTES DE MOMENTOS

CASO	NERV.	$\mu = M/P.s$								
		1	2	3	4	5	6	7	8	9
	A	0.0	2.71	2.56	2.00	0.25	-2.56	-11.92	-	-
	B	0.0	3.78	4.86	3.77	0.94	-4.48	-10.86	-	-
	C	0.0	1.22	2.51	2.14	0.68	-1.59	-2.47	-	-
	D	0.0	0.48	1.06	1.09	0.39	-0.67	-1.22	-	-
	E	0.0	1.82	2.98	2.33	0.25	-2.96	-4.71	-	-
	I	0.0	2.67	3.03	2.83	2.31	1.27	-0.73	-9.46	-12.47
	II	0.0	2.10	3.86	4.28	3.54	1.65	-1.33	-5.39	-7.74
	III	0.0	1.43	3.00	3.33	2.74	1.38	-0.61	-2.73	-3.35
	IV	0.0	3.94	5.41	5.45	4.53	2.47	-1.10	-7.10	-13.14
	V	0.0	2.58	2.90	2.92	2.46	1.37	-0.76	-4.27	-14.66
	A	-7.59	-0.91	0.64	1.31	0.64	-0.91	-7.59	-	-
	B	-6.93	-1.97	1.52	2.48	1.52	-1.97	-6.93	-	-
	C	-1.54	-0.78	0.86	1.38	0.86	-0.78	-1.54	-	-
	D	-2.55	-1.23	0.71	1.41	0.71	-1.29	-2.55	-	-
	E	-7.78	-1.61	0.91	1.66	0.91	-1.61	-7.78	-	-
	I	-12.18	-3.67	-0.62	1.16	2.09	2.47	2.44	2.11	0.0
	II	-10.81	-6.17	-1.08	2.12	4.00	4.78	4.59	3.16	0.0
	III	-3.18	-2.35	-0.61	1.19	2.62	3.11	2.43	1.02	0.0
	IV	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	V	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	A	-6.35	-0.84	0.58	1.11	0.58	-0.84	-6.35	-	-
	B	-5.29	-1.60	1.18	1.98	1.18	-1.60	-5.29	-	-
	C	-1.04	-0.55	0.58	0.98	0.58	-0.55	-1.04	-	-
	D	-3.18	-1.94	0.10	1.15	1.46	1.15	0.10	-1.94	-8.18
	E	-6.83	-3.25	0.23	2.07	2.66	2.07	0.23	-3.25	-6.93
	I	-1.68	-1.28	0.09	1.22	1.62	1.22	0.09	-1.28	-1.68
	II	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	III	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	IV	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	V	-	-	-	-	-	-	-	-	-



LOSAS RETICULARES - RETICULO DE 6 x 8

COEFICIENTES DE FUERZA CORTANTE

CASO	NERV.	$v = V/P$							
		1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8	8-9
	A	6.06	1.45	0.39	-0.39	-1.45	-6.06	-	-
	B	4.25	3.74	1.10	-1.10	-3.74	-4.25	-	-
	C	0.31	1.35	0.68	-0.68	-1.35	-0.31	-	-
	D	-0.58	-0.69	-0.33	0.33	0.69	0.58	-	-
	I	5.63	0.88	0.07	-0.04	0.04	-0.07	-0.88	-5.63
	II	4.11	3.62	1.58	0.44	-0.44	-1.58	-3.62	-4.11
	III	0.56	2.19	1.87	0.67	-0.67	-1.87	-2.19	-0.56
	IV	-	-	-	-	-	-	-	-
	V	-	-	-	-	-	-	-	-
	V	-	-	-	-	-	-	-	-
	A	3.66	0.53	0.33	-0.33	-0.53	-3.66	-	-
	B	5.61	2.37	0.56	-0.56	-2.37	-5.61	-	-
	C	2.05	2.35	0.60	-0.60	-2.35	-2.05	-	-
	D	0.96	1.28	0.57	-0.57	-1.28	-0.96	-	-
	I	11.71	5.61	3.05	1.58	0.81	0.24	-0.56	-3.98
	II	2.62	4.85	3.55	2.24	0.99	-0.29	-2.10	-2.70
	III	-0.29	0.51	1.27	0.98	0.29	-0.55	-0.96	-0.18
	IV	-	-	-	-	-	-	-	-
	V	-	-	-	-	-	-	-	-
	V	-	-	-	-	-	-	-	-
	A	2.80	0.49	0.22	-0.22	-0.49	-2.80	-	-
	B	4.23	1.84	0.45	-0.45	-1.84	-4.23	-	-
	C	1.62	1.84	0.52	-0.52	-1.84	-1.62	-	-
	D	0.91	1.27	0.56	-0.56	-1.27	-0.91	-	-
	I	8.93	4.11	1.99	0.57	-0.57	-1.99	-4.11	-8.93
	II	1.81	3.28	2.06	0.70	-0.70	-2.06	-3.28	-1.81
	III	-0.23	0.16	0.48	0.19	-0.19	-0.48	-0.16	0.23
	IV	-	-	-	-	-	-	-	-
	V	-	-	-	-	-	-	-	-
	V	-	-	-	-	-	-	-	-

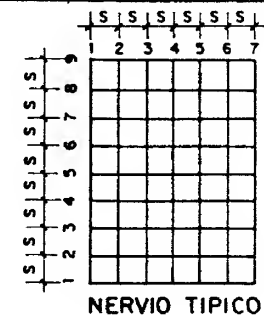
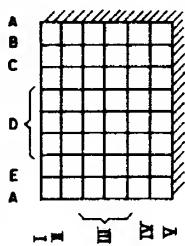
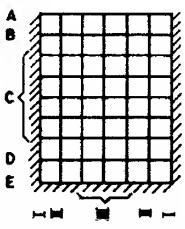
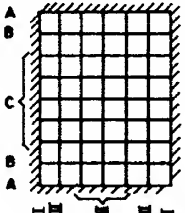




TABLA N° 7.18

LOSAS RETICULARES - RETICULO DE 6 x 8
COEFICIENTES DE FUERZA CORTANTE

C A S O	NERV.	v = V/P							
		1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8	8-9
	④ A	2.70	-0.14	-0.56	-1.74	-2.81	-9.36	-	-
	B	3.78	1.07	-1.08	-2.83	-5.43	-6.37	-	-
	C	1.22	1.30	-0.37	-1.45	-2.28	-0.37	-	-
	D	0.48	0.57	0.03	0.70	-1.06	-0.54	-	-
	E	1.82	1.16	-0.65	-2.08	-3.21	-1.75	-	-
	I	-2.67	-0.35	0.19	0.53	1.03	2.01	3.72	8.01
	II	-2.09	-1.76	-0.42	0.74	1.89	2.98	4.06	2.35
	III	-1.43	-1.57	-0.32	0.58	1.36	1.99	2.16	0.56
	IV	-3.93	-1.47	-0.04	0.92	2.06	3.58	5.98	6.04
	V	-2.57	-0.32	-0.02	0.45	1.09	2.13	3.51	10.38
	⑤ A	6.68	1.55	0.66	-0.66	-1.55	-6.68	-	-
	B	4.95	3.50	0.95	-0.95	-3.50	-4.95	-	-
	C	0.76	1.63	0.52	-0.52	-1.63	-0.76	-	-
	D	1.26	2.00	0.69	-0.69	-2.00	-1.26	-	-
	E	6.17	2.51	0.76	-0.76	-2.51	-6.17	-	-
	I	8.51	-3.05	1.79	0.92	0.38	-0.02	-0.34	-2.10
	II	4.63	5.08	3.21	1.87	0.78	-0.19	-1.42	-3.16
	III	0.82	1.74	1.80	1.43	0.49	-0.63	-1.40	-1.02
	⑥ A	5.51	1.42	0.53	-0.53	-1.42	-5.51	-	-
	B	3.69	2.78	0.80	-0.80	-2.78	-3.69	-	-
	C	0.49	1.13	0.40	-0.40	-1.13	-0.49	-	-
	I	6.23	2.04	1.05	0.31	-0.31	-1.05	-2.04	-6.23
	II	3.58	3.48	1.84	0.58	-0.58	-1.84	-3.48	-3.58
	III	0.56	1.15	0.96	0.38	-0.38	-0.96	-1.15	-0.56

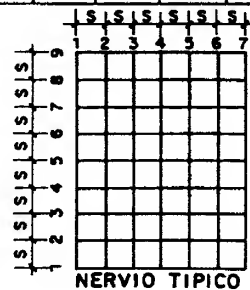
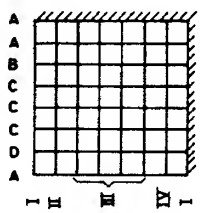
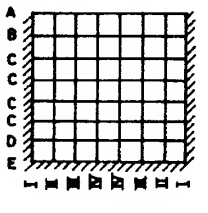
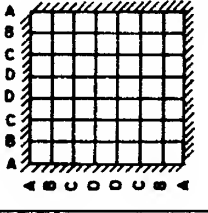
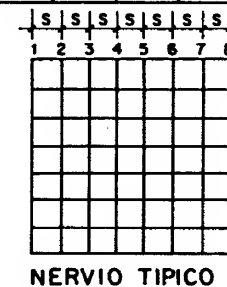


TABLA N° 7.19

LOSAS RETICULARES - RETICULO DE 7 x 7
COEFICIENTES DE FUERZA CORTANTE

C A S O	NERV.	v = V/P						
		1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8
	④ A	4.09	2.06	-0.02	-1.34	-3.03	-6.08	-6.58
	B	1.07	1.52	0.42	-0.83	-2.06	-2.56	-0.52
	C	0.28	0.73	0.31	-0.51	-1.00	-0.77	-0.091
	D	2.29	1.79	0.28	-1.09	-2.55	-4.00	-2.97
	I	-4.10	-2.06	0.02	1.35	3.04	6.08	7.70
	II	-2.29	-1.78	-0.27	1.09	2.55	4.00	2.96
	III	-0.30	-0.80	-0.29	-0.48	1.06	0.97	-0.11
	IV	-1.07	-1.52	-0.42	0.84	2.07	2.57	0.52
	⑤ A	7.50	1.71	1.60	2.33	-1.60	-1.71	-7.50
	B	5.18	4.57	1.83	0.0	-1.83	-4.57	-5.18
	C	0.33	1.79	1.20	0.0	-1.20	-1.79	-0.33
	D	2.28	2.89	1.48	0.0	-1.48	-2.89	-2.28
	E	6.16	2.38	0.94	0.0	-0.94	-2.38	-6.16
	I	7.53	1.84	1.01	0.55	0.22	-0.08	-2.86
	II	5.28	4.90	2.43	1.08	0.02	-1.66	-3.28
	III	0.48	2.22	1.81	0.75	-0.37	-1.34	-0.93
	IV	0.23	1.06	1.26	0.63	-0.36	-0.91	-0.44
	⑥ A	6.00	1.35	0.56	0.0	-0.56	-1.35	-6.00
	B	4.15	3.65	1.43	0.0	-1.43	-3.65	-4.15
	C	0.29	1.50	1.00	0.0	-1.00	-1.50	-0.29
	D	0.067	0.50	0.50	0.0	-0.50	-0.50	-0.067



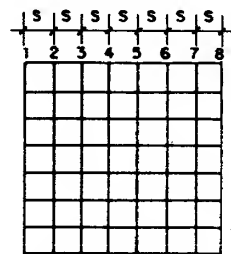


LOSAS RETICULARES - RETICULO DE 7 x 7

COEFICIENTES DE FUERZA CORTANTE

TABLA N° 7.19

C A S O	NERV.	v = V/P						
		1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8
	A	6.03	1.37	0.35	0.0	-0.35	-1.37	-6.03
	B	4.16	3.66	1.61	0.0	-1.61	-3.66	-4.16
	C	0.52	1.55	1.06	0.0	-1.06	-1.55	-0.52
	D	-0.15	0.46	0.51	0.0	-0.51	-0.46	-0.15
	A	4.77	5.32	5.48	0.0	-5.48	-5.32	-4.77
	B	5.50	3.14	0.91	0.0	-0.91	-3.14	-5.50
	C	0.63	+1.56	+1.17	0.0	-1.17	-1.56	-0.63
	D	0.36	1.19	0.98	0.0	-0.98	-1.19	-0.36
	E	3.20	2.88	1.29	0.0	-1.29	-2.88	-3.20
	I	10.31	4.31	2.24	1.11	0.25	-0.89	-4.60
	II	3.94	5.31	3.41	1.47	-0.37	-2.37	-3.07
	III	-0.27	0.94	1.09	0.47	-0.32	-0.81	-0.22
	A	3.84	0.30	0.11	0.0	-0.11	-0.30	-3.84
	B	4.48	2.66	0.82	0.0	-0.82	-2.66	-4.48
	C	0.81	1.82	1.35	0.0	-1.35	-1.82	-0.81
	I	8.21	3.22	1.31	0.0	-1.31	-3.22	-8.21
	II	3.05	3.87	2.01	0.0	-2.01	-3.87	-3.05
	III	-0.39	-0.58	-0.33	0.0	+0.33	+0.58	+0.39



NERVIO TÍPICO

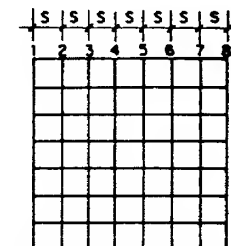


LOSAS RETICULARES - RETICULO DE 7 x 7

COEFICIENTES DE MOMENTOS

TABLA N° 7.20

C A S O	NERV.	μ = M/P.s							
		1	2	3	4	5	6	7	8
	A	0.0	6.04	7.40	7.75	7.75	7.40	6.04	0.0
	B	0.0	4.16	7.82	9.44	9.44	7.82	4.16	0.0
	C	0.0	0.52	2.08	3.13	3.13	2.08	0.52	0.0
	D	0.0	-0.15	0.31	0.81	0.81	0.31	-0.15	0.0
	A	0.0	4.77	5.20	5.34	5.34	5.20	4.77	0.0
	B	0.0	5.51	8.64	9.56	9.56	8.64	5.51	0.0
	C	0.0	0.63	2.20	3.37	3.37	2.20	0.63	0.0
	D	0.0	0.36	1.55	2.54	2.54	1.55	0.36	0.0
	E	0.0	3.20	6.09	7.38	7.38	6.09	3.20	0.0
	I	-1275	-2.43	1.87	4.12	5.23	5.48	4.59	0.0
	II	-8.31	-4.36	0.94	4.35	5.81	5.44	3.07	0.0
	III	-0.87	-1.15	-0.21	0.88	1.36	1.04	0.23	0.0
	A	0.0	3.84	4.14	4.91	4.91	4.14	3.84	0.0
	B	0.0	4.48	7.14	7.96	7.96	7.14	4.48	0.0
	C	0.0	0.81	2.62	3.97	3.97	2.62	0.81	0.0
	I	-9.24	-1.04	2.17	3.48	3.48	2.17	-1.04	-9.24
	II	-5.41	-2.36	1.51	3.53	3.53	1.51	-2.36	-5.41
	III	-0.20	-0.50	0.0	0.56	0.56	0.0	-0.50	-0.20



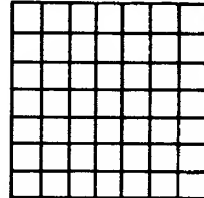
NERVIO TÍPICO



LOSAS RETICULARES - RETICULO DE 7 x 7 TABLA N° 7.20
COEFICIENTES DE MOMENTOS

C A S O	NERV.	μ M/P.s							
		1	2	3	4	5	6	7	8
	④ A	0.0	4.09	6.15	6.12	4.78	1.75	-4.33	-10.91
	B	0.0	1.07	2.58	3.01	2.18	0.11	-2.45	-2.98
	C	0.0	0.28	1.02	1.32	0.82	-0.18	-0.96	-1.05
	D	0.0	2.29	4.08	4.36	3.27	0.72	-3.28	-6.25
	I	0.0	3.37	3.95	3.73	2.97	1.42	-1.69	-9.39
	II	0.0	2.29	4.08	4.36	3.26	0.71	-3.28	-6.25
	III	0.0	0.29	1.10	1.39	0.91	-0.16	-1.13	-1.03
	IV	0.0	1.07	2.59	3.01	2.18	0.11	-2.46	-2.98
	⑤ A	-7.61	-0.12	1.60	2.33	2.33	1.60	-0.12	-7.61
	B	-7.57	-2.39	2.18	4.00	4.00	2.18	-2.39	-7.57
	C	-1.65	-1.32	0.47	1.67	1.67	0.47	-1.32	-1.65
	D	-4.03	-1.75	1.14	2.62	2.62	1.14	-1.75	-4.03
	E	-6.09	-0.74	1.63	2.57	2.57	1.63	-0.74	-6.09
	I	-8.21	-0.63	1.16	2.17	2.72	2.94	2.86	0.0
	II	-8.77	-3.49	1.41	3.85	4.93	4.95	3.28	0.0
	III	-2.62	-2.13	0.09	1.91	2.65	2.28	0.94	0.0
	IV	-1.46	-1.22	-0.17	1.09	1.72	1.36	0.44	0.0
	⑥ A	-6.08	-0.08	1.27	1.84	1.84	+1.27	-0.08	-6.08
	B	-6.05	-1.90	1.74	3.18	3.18	1.74	-1.90	-6.05
	C	-1.39	-1.10	0.40	1.41	1.41	0.40	-1.10	-1.39
	D	-0.49	-0.42	0.08	0.58	0.58	0.08	-0.42	-0.49

1 2 3 4 5 6 7 8

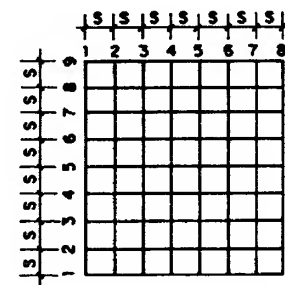


NERVIO TÍPICO



LOSAS RETICULARES - RETICULO DE 7 x 8 TABLA N° 7.21
COEFICIENTES DE MOMENTOS

C A S O	NERV.	μ M/P.s								
		1	2	3	4	5	6	7	8	9
	① A	0.0	7.12	8.92	9.47	9.47	8.92	7.12	0.0	-
	B	0.0	4.98	9.48	11.54	11.54	9.48	4.98	0.0	-
	C	0.0	0.63	2.46	3.69	3.69	2.46	0.63	0.0	-
	D	0.0	-0.26	-0.02	0.29	0.29	-0.02	-0.26	0.0	-
	I	0.0	6.83	8.23	8.51	8.55	8.51	8.23	6.83	0.0
	II	0.0	4.73	9.07	11.16	11.75	11.16	9.07	4.78	0.0
	III	0.0	0.73	2.88	4.60	5.21	4.60	2.88	0.73	0.0
	IV	0.0	0.04	1.12	2.41	2.98	2.41	1.12	0.04	0.0
	② A	0.0	5.53	5.99	6.17	6.17	5.99	5.53	0.0	-
	B	0.0	6.39	10.11	11.27	11.27	10.11	6.39	0.0	-
	C	0.0	0.65	2.23	3.37	3.37	2.23	0.65	0.0	
	D	0.0	0.22	0.97	1.57	1.57	0.97	0.22	0.0	
	I	-15.43	-3.62	1.29	3.90	5.35	6.09	6.19	5.18	0.0
	II	-10.86	-6.30	-0.05	4.17	6.48	7.25	6.39	3.52	0.0
	III	-1.82	-2.04	-0.69	0.97	2.05	2.26	1.56	0.38	0.0
	IV	0.02	-0.23	-0.45	-0.13	0.34	0.40	0.07	-0.21	0.0

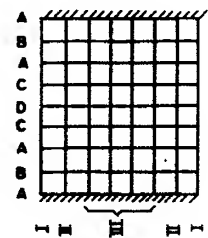
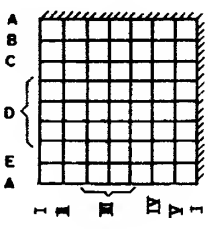


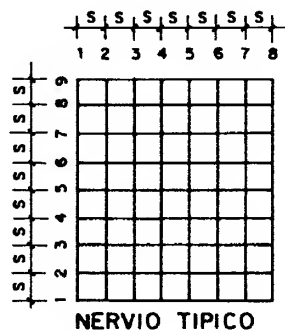
NERVIO TÍPICO



LOSAS RETICULARES - RETICULO DE 7x8

COEFICIENTES DE MOMENTOS

C A S O	NERV.	$\mu = M/P.s$								
		1	2	3	4	5	6	7	8	9
	③ A	0.0	4.40	5.22	5.21	5.21	5.22	4.40	0.0	-
	B	0.0	5.11	8.11	9.03	9.03	8.11	5.11	0.0	-
	C	0.0	0.74	2.38	3.56	3.56	2.38	0.74	0.0	-
	D	0.0	0.56	1.87	2.87	2.87	1.87	0.56	0.0	-
	I	-1135	-1.93	-1.87	3.64	4.18	3.65	1.88	-1.93	-1137
	II	-7.18	-3.63	1.03	3.82	4.70	3.82	1.03	-3.63	-7.18
	III	-0.64	-0.92	-0.12	0.77	1.12	0.77	-0.12	-0.92	-0.64
	④ A	0.0	4.15	4.70	4.47	3.53	1.64	-2.08	-1188	-
	B	0.0	4.77	7.24	7.24	5.62	1.99	-5.11	-1270	-
	C	0.0	1.27	3.06	3.58	2.58	0.12	-2.89	-3.52	-
	D	0.0	0.32	1.10	1.43	0.92	-0.17	-1.05	-1.16	-
	E	0.0	2.67	4.80	5.15	3.84	0.82	-3.86	-7.29	-
	I	0.0	4.09	4.43	4.27	3.75	2.31	1.08	-2.49	-1238
	II	0.0	2.68	4.91	5.59	5.00	3.21	-0.05	-4.83	-8.31
	III	0.0	0.48	1.71	2.43	2.20	1.05	-0.70	-2.08	-2.13
	IV	0.0	1.29	3.22	4.03	3.64	2.16	-0.53	-3.67	-4.33
	V	0.0	4.68	7.13	7.38	6.52	4.61	0.93	-6.14	-1372

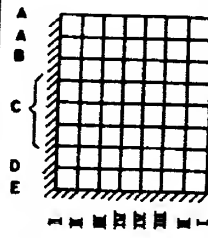
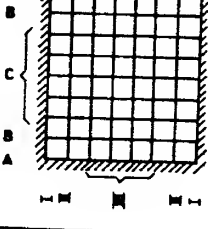


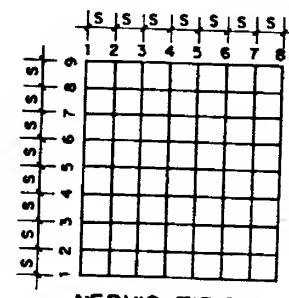
NERVIO TIPICO



LOSAS RETICULARES - RETICULO DE 7x8

COEFICIENTES DE MOMENTOS

C. A S O	NERV.	$\mu = M/P.s$								
		1	2	3	4	5	6	7	8	9
	⑤ A	-8.75	-2.79	2.51	4.66	4.66	2.51	-2.79	-8.75	-
	B	-2.00	-1.58	0.56	2.03	2.03	0.56	-1.58	-2.00	-
	C	0.43	-0.39	0.05	0.54	0.54	0.05	-0.39	0.43	-
	D	-4.72	-2.07	1.33	3.10	3.10	1.33	-2.07	-4.72	-
	E	-7.96	-0.38	1.87	2.99	2.99	1.87	-0.38	-7.96	-
	I	-9.96	-1.30	0.86	2.12	2.88	3.27	3.42	3.29	0.0
	II	-1120	-5.07	0.72	3.78	5.40	6.10	5.85	3.30	0.0
	III	-3.91	-3.29	-0.52	1.93	3.33	3.69	2.91	1.15	0.0
	⑥ IV	-2.63	-2.27	-0.76	1.21	2.67	2.92	2.00	0.61	0.0
	A	-7.00	-0.11	1.47	2.14	2.14	1.47	-0.11	-7.00	-
	B	-7.00	-2.23	2.01	3.71	3.71	2.01	-2.23	-7.00	-
	C	-1.60	-1.27	0.45	1.61	1.61	0.45	-1.27	-1.60	-
	I	-7.71	-2.91	1.43	3.38	3.92	3.38	1.43	-2.91	-7.71
	II	-2.19	-1.78	0.15	1.65	2.14	1.65	0.15	-1.78	-2.19
	III	-1.16	-0.98	-0.10	0.94	1.41	0.94	-0.10	-0.98	-1.16



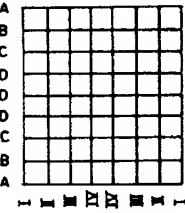
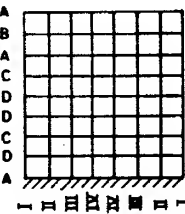
NERVIO TIPICO

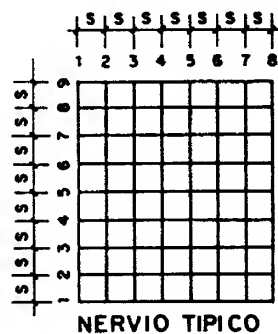


LOSAS RETICULARES - RETICULO DE 7 x 8

COEFICIENTES DE FUERZA CORTANTE

TABLA N° 7.22

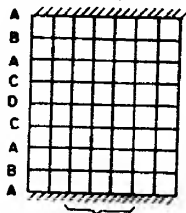
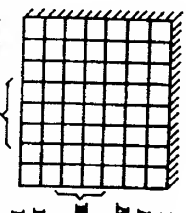
C A S O	NERV.	v = V/P							
		1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8	8-9
	① A	7.12	1.79	0.55	0.0	-0.55	-1.79	-7.12	-
	B	4.98	4.49	2.06	0.0	-2.06	-4.49	-4.98	-
	C	0.63	1.82	1.23	0.0	-1.23	-1.82	-0.63	-
	D	-0.26	0.23	0.31	0.0	-0.31	-0.23	+0.26	-
	I	6.33	1.40	0.28	0.04	-0.04	-0.23	-1.40	-6.83
	II	4.78	4.28	2.09	0.59	-0.59	-2.07	-4.28	-4.78
	III	0.74	2.14	1.71	0.61	-0.61	-1.71	-2.14	-0.74
	IV	0.04	1.07	1.29	0.58	-0.58	-1.29	-1.07	-0.04
	② A	5.53	0.46	0.18	0.0	-0.13	-0.46	-5.53	-
	B	6.39	3.72	1.15	0.0	-1.15	-3.72	-6.39	-
	C	0.66	1.57	1.14	0.0	-1.14	-1.57	-0.66	-
	D	0.22	0.75	0.61	0.0	-0.61	-0.75	-0.22	-
	I	11.81	4.92	2.61	1.45	0.73	0.10	-1.00	-5.18
	II	4.57	6.23	4.23	2.31	0.77	-0.86	-2.86	-3.52
	III	-0.22	1.35	1.66	1.08	0.21	-0.69	-1.18	-0.38
	IV	-0.31	-0.16	0.32	0.47	0.06	-0.33	-0.27	0.20

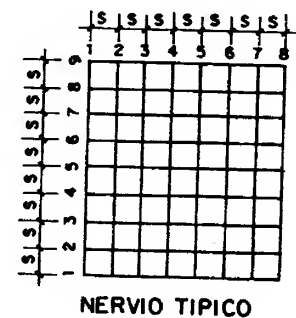


LOSAS RETICULARES - RETICULO DE 7 x 8

COEFICIENTES DE FUERZA CORTANTE

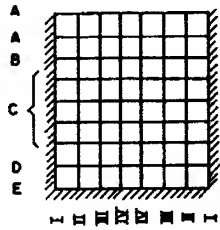
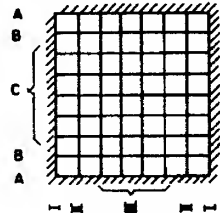
TABLA N° 7.22

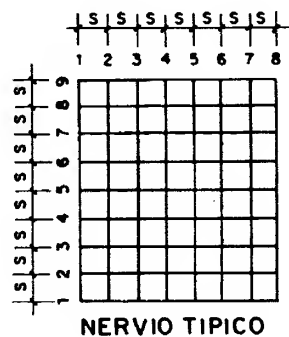
C A S O	NERV.	v = V/P							
		1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8	8-9
	③ A	4.4	0.35	0.13	0.0	-0.13	-0.35	-4.4	-
	B	5.11	3.09	0.91	0.0	-0.91	-3.00	-5.11	-
	C	0.74	1.64	1.18	0.0	-1.18	-1.64	-0.74	-
	D	0.56	1.31	1.00	0.0	-1.00	-1.31	-0.56	-
	I	9.41	3.30	1.77	0.53	-0.53	-1.77	-3.80	-9.41
	II	3.55	4.65	2.79	0.88	-0.88	-2.79	-4.66	-3.55
	III	-0.28	+0.79	0.90	0.35	-0.35	-0.90	-0.79	+0.28
	④ A	4.15	0.76	-0.29	-0.94	-1.90	-3.70	-10.8	-
	B	4.77	2.46	0.0	-1.62	-3.63	-7.10	-7.60	-
	C	1.27	1.80	0.51	-1.00	-2.46	-3.02	-0.63	-
	D	0.32	0.78	0.33	-0.51	-1.03	-0.88	-0.11	-
	E	2.67	2.11	0.35	-1.30	-3.02	-4.67	-3.43	-
	I	-4.09	-0.62	0.18	0.51	0.94	1.76	3.53	10.78
	II	-2.67	-2.23	-0.68	0.60	1.79	3.26	4.78	3.47
	III	-0.48	-1.23	-0.79	0.22	1.25	1.71	1.43	0.21
	IV	-1.29	-1.93	-0.81	0.39	1.43	2.69	3.14	0.66
	V	-4.68	-2.44	-0.26	0.86	1.91	3.68	7.07	7.59



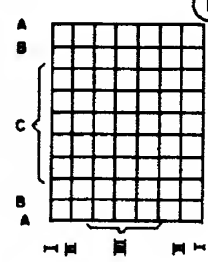
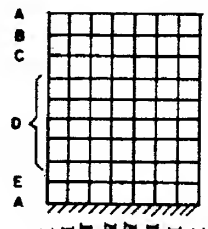


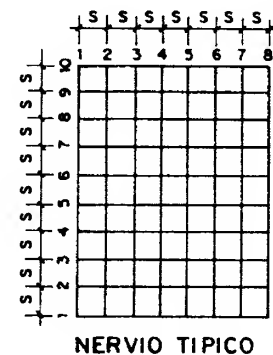
LOSAS RETICULARES - RETICULO DE 7 x 8 TABLA N° 7.22
COEFICIENTES DE FUERZA CORTANTE

C A S O	NERV.	$v = V/P$							
		1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8	8-9
	A	5.97	5.30	2.15	0.0	-2.15	-5.30	-5.79	-
	B	0.42	2.14	1.47	0.0	-1.47	-2.14	-0.42	-
	C	0.0	0.44	0.48	0.0	-0.43	-0.44	0.0	-
	D	2.65	3.40	1.77	0.0	-1.77	-3.40	-2.65	-
	E	7.07	2.76	1.11	0.0	-1.11	-2.76	-7.07	-
	I	8.65	2.17	1.26	0.76	0.40	0.14	-0.14	-3.29
	II	6.11	5.79	3.06	1.61	0.71	-0.25	-2.05	-3.80
	III	0.63	2.77	2.45	1.40	0.36	-0.78	-1.76	-1.15
	IV	0.36	1.51	1.98	1.46	0.25	-0.92	-1.39	-0.61
	A	6.88	1.58	0.67	0.0	-0.67	-1.58	-6.88	-
	B	4.77	4.23	1.70	0.0	-1.70	-4.23	-4.77	-
	C	0.33	1.72	1.16	0.0	-1.16	-1.72	-0.33	-
	I	4.80	4.34	1.95	0.54	-0.54	-1.95	-4.34	-4.80
	II	0.41	1.94	1.50	0.49	-0.49	-1.50	-1.94	-0.41
	III	0.17	0.88	1.04	0.47	-0.47	-1.04	-0.88	-0.17



LOSAS RETICULARES - RETICULO DE 7 x 9 TABLA N° 7.23
COEFICIENTES DE MOMENTOS

C A S O	NERV.	$\mu = M/P.s$									
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
	A	0.0	8.07	10.20	10.90	10.90	10.20	8.07	0.0	-	-
	B	0.0	5.73	10.98	13.45	13.45	10.98	5.73	0.0	-	-
	C	0.0	0.78	2.96	4.44	4.44	2.96	0.78	0.0	-	-
	I	0.0	7.68	9.13	9.30	9.23	9.23	9.30	9.13	7.68	0.0
	II	0.0	5.44	10.38	12.90	13.87	13.87	12.90	10.38	5.44	0.0
	III	0.0	0.93	3.65	6.05	7.34	7.34	6.05	3.65	0.93	0.0
	A	0.0	6.29	7.44	7.87	7.87	7.44	6.29	0.0	-	-
	B	0.0	7.31	11.66	13.07	13.07	11.66	7.31	0.0	-	-
	C	0.0	2.10	5.36	7.12	7.12	5.36	2.10	0.0	-	-
	D	0.0	0.75	2.51	3.79	3.79	2.51	0.75	0.0	-	-
	E	0.0	4.30	8.09	9.87	9.87	8.09	4.30	0.0	-	-
	I	-18.20	-4.81	0.68	3.58	5.23	6.21	6.76	6.83	5.78	0.0
	II	-13.60	-3.43	-1.26	3.73	6.71	8.26	8.57	7.33	3.99	0.0
	III	-3.06	-3.23	-1.44	.82	2.56	3.42	3.27	2.14	.54	0.0
	IV	-.97	-1.20	-1.04	-.125	1.07	1.71	1.45	.62	-.06	0.0

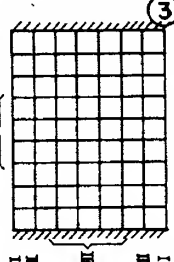
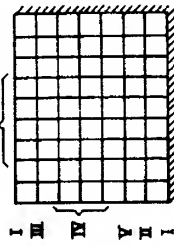


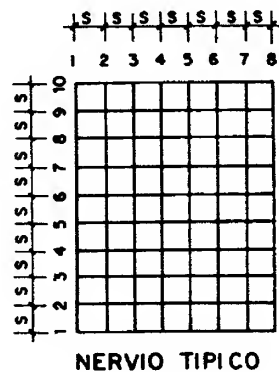


LOSAS RETICULARES - RETICULO DE 7 x 9

COEFICIENTES DE MOMENTOS

TABLA N° 7.23

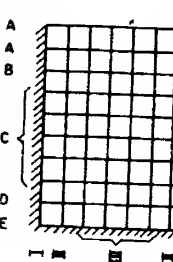
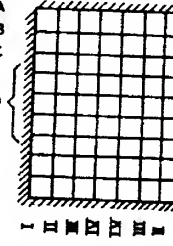
C A S O	NERV.	$\mu = M/P.s$									
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
	A	0.0	5.01	5.45	5.63	5.63	5.45	5.01	0.0	-	-
	B	0.0	5.82	9.27	10.36	10.36	9.27	5.82	0.0	-	-
	C	0.0	1.69	4.33	5.76	5.76	4.33	1.69	0.0	-	-
	D	0.0	0.71	2.32	3.48	3.48	2.32	0.71	0.0	-	-
	I	-13.44	-2.34	1.46	3.59	4.50	4.50	3.59	1.46	-2.84	-13.44
	II	-9.11	-5.06	.36	3.82	5.38	5.38	3.82	.36	-5.06	-9.11
	III	-1.28	-1.50	-.42	0.89	1.66	1.66	.89	-.42	-1.50	-1.28
	A	0.0	4.71	5.38	5.15	4.05	1.85	-2.41	-13.45	-	-
	B	0.0	5.45	8.28	8.31	6.43	2.24	-5.85	-14.46	-	-
	C	0.0	1.50	3.60	4.20	3.02	0.13	3.36	-4.11	-	-
	D	0.0	0.41	1.37	1.78	1.15	-0.18	-1.28	-1.44	-	-
	E	0.0	3.09	5.56	5.98	4.45	0.92	4.45	-8.37	-	-
	I	0.0	4.61	4.80	4.67	4.29	3.61	2.45	.64	-2.42	-14.60
	II	0.0	5.30	8.15	8.64	8.10	6.70	4.27	-0.07	-8.18	-16.77
	III	0.0	3.08	5.79	6.86	6.64	5.36	2.91	-1.08	-6.67	-10.65
	IV	0.0	.64	2.31	3.55	3.82	2.82	.89	-1.54	-3.32	-3.49
	V	0.0	1.51	3.85	5.00	5.00	3.98	1.91	-1.40	-5.11	-5.92



LOSAS RETICULARES - RETICULO DE 7 x 9

COEFICIENTES DE MOMENTOS

TABLA N° 7.23

C A S O	NERV.	$\mu = M/P.s$									
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
	A	-9.90	-3.15	2.83	5.27	5.27	2.83	-3.15	-9.90	-	-
	B	-2.33	-1.83	0.64	2.36	2.36	0.64	-1.83	-2.33	-	-
	C	-0.58	-0.54	0.08	0.74	0.74	0.08	-0.54	-0.58	-	-
	D	-5.39	-2.37	1.51	3.56	3.56	1.51	-2.37	-5.39	-	-
	E	-8.96	-1.00	2.11	3.36	3.36	2.11	-1.00	-8.96	-	-
	I	-11.86	-2.07	0.47	2.00	3.00	3.58	3.88	3.95	3.73	0.0
	II	-13.91	-6.94	-0.21	3.53	5.71	6.93	7.37	6.83	4.35	0.0
	III	-5.44	-4.67	-1.36	1.71	3.73	4.74	4.72	3.53	1.35	0.0
	A	-7.89	-0.14	1.65	2.43	2.43	1.65	-0.14	-7.89	-	-
	B	-7.93	-2.53	2.27	4.22	4.22	2.27	-2.53	-7.93	-	-
	C	-1.85	-1.46	0.51	1.87	1.87	0.51	-1.46	-1.85	-	-
	D	-0.46	0.42	0.07	0.58	0.58	0.07	0.42	-0.46	-	-
	I	-8.70	-0.93	0.95	1.94	2.39	2.39	1.94	0.95	-0.93	-8.70
	II	-9.55	-4.09	0.97	3.44	4.44	4.44	3.44	0.97	-4.09	-9.55
	III	-3.14	-2.62	-0.25	1.73	2.71	2.71	1.73	-0.25	-2.62	-3.14
	IV	-2.00	-1.73	-0.50	1.07	2.16	2.16	1.07	-0.50	-1.73	-2.00

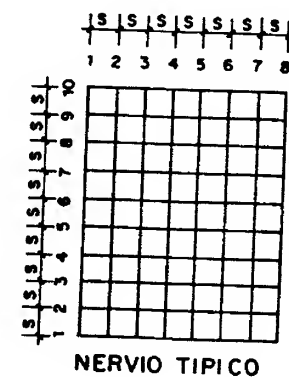
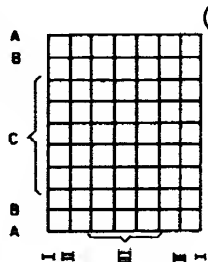
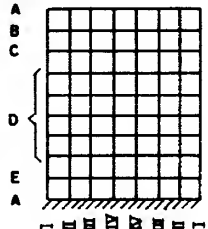




TABLA N° 7.24

LOSAS RETICULARES - RETICULO DE 7 x 9

COEFICIENTES DE FUERZA CORTANTE

C A S O	NERV.	v = V/P								
		1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8	8-9	9-10
	A	8.06	2.12	0.70	0.0	-0.70	-2.12	-8.06	-	-
	B	5.73	5.26	2.46	0.0	-2.46	-5.26	-5.73	-	-
	C	0.78	2.17	1.48	0.0	-1.48	-2.17	-0.78	-	-
	D	7.75	1.45	0.16	-0.09	+0.02	+0.09	-0.16	-1.45	-7.75
	E	5.50	4.95	2.53	0.96	0.03	-0.96	-2.53	-4.95	-5.50
	F	0.19	1.65	2.13	1.47	0.0	-1.47	-2.13	-1.65	-0.19
	G									
	A	6.29	1.47	0.43	0.0	-0.43	-1.47	-6.29	-	-
	B	7.31	4.35	1.40	0.0	-1.40	-4.35	-7.31	-	-
	C	2.10	3.26	1.76	0.0	-1.76	-3.26	-2.10	-	-
	D	.75	1.76	1.29	0.0	-1.29	-1.76	-.75	-	-
	E	4.23	3.86	1.73	0.0	-1.73	-3.86	-4.23	-	-
	F	13.31	5.50	2.90	1.65	0.97	0.55	0.08	-1.05	-5.73
	G	5.20	7.17	5.00	2.97	1.54	0.31	-1.24	-3.34	-3.99
	H	-0.16	1.78	2.27	1.73	0.35	-0.15	-1.13	-1.60	-0.54
	I	-.23	-.16	.92	1.19	.64	-.26	-.82	-.69	.06
	J									
	K									
	L									

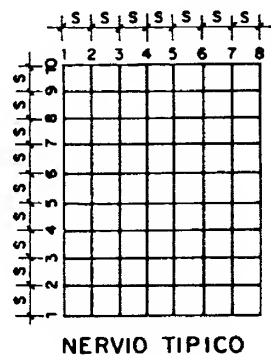
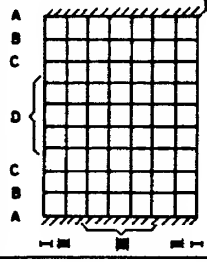
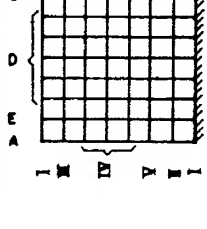
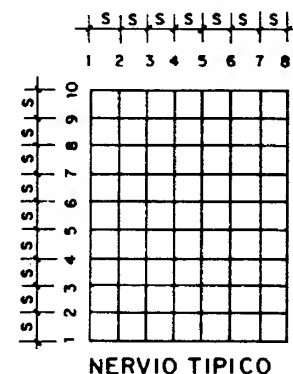


TABLA N° 7.24

LOSAS RETICULARES - RETICULO DE 7 x 9

COEFICIENTES DE FUERZA CORTANTE

C A S O	NERV.	v = V/P								
		1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8	8-9	9-10
	A	4.99	.43	.17	0.0	-.17	-.43	-4.99	-	-
	B	5.79	3.42	1.07	0.0	-1.07	-3.42	-5.79	-	-
	C	1.69	2.65	1.43	0.0	-1.43	-2.65	-1.69	-	-
	D	0.71	1.61	1.15	0.0	-1.15	-1.61	-0.71	-	-
	E	10.61	4.31	2.12	0.91	0.0	-0.91	-2.12	-4.31	-10.61
	F	4.06	5.42	3.46	1.56	0.0	-1.56	-3.46	-5.42	-4.06
	G	-0.24	1.10	1.32	.76	0.0	-.76	-1.32	-1.10	+0.24
	A	4.71	.90	-.32	-1.10	-2.22	-4.24	-12.20	-	-
	B	5.45	2.83	.02	-1.90	-4.19	-8.10	-8.60	-	-
	C	1.50	2.10	.61	-1.18	-2.89	-3.50	-.75	-	-
	D	.41	1.37	1.78	1.15	-.18	-1.28	-1.44	-	-
	E	3.09	2.46	0.42	-1.53	-3.53	-5.37	-3.92	-	-
	F	-4.61	-.68	.15	.43	.69	1.15	2.00	4.00	12.17
	G	-5.80	-2.84	-.49	-.58	1.37	2.42	4.35	8.10	8.59
	H	3.08	2.70	1.07	0.21	1.28	2.45	4.00	5.60	3.98
	I	.63	-1.66	-1.32	-.33	1.00	2.04	2.35	1.86	0.15
	J	-1.51	-2.34	-1.19	0.0	1.02	2.06	3.32	3.71	.81
	K									
	L									



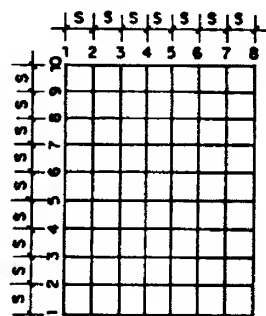


LOSAS RETICULARES - RETICULO DE 7 x 9

COEFICIENTES DE FUERZA CORTANTE

TABLA N° 7.24

C A S O	NERV.	$v = V/P$								
		1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8	8-9	9-10
	A	6.74	5.98	2.44	0.0	-2.44	-5.98	-6.74	-	-
	B	0.51	2.48	1.71	0.0	-1.71	-2.48	-0.51	-	-
	C	0.05	0.62	0.66	0.0	-0.66	-0.62	-0.05	-	-
	D	3.01	3.89	2.05	0.0	-2.05	-3.89	-3.01	-	-
	E	7.96	3.11	1.26	0.0	-1.26	-3.11	-7.96	-	-
	I	9.78	2.54	1.54	.99	.53	.29	.06	-2.22	-3.73
	II	6.97	6.73	3.75	2.17	1.22	.44	-.54	-2.48	-4.35
	III	.76	3.31	3.07	2.03	1.01	-0.02	-1.20	-2.17	-1.35
	IV									
	V									
	A	7.76	1.30	0.77	0.0	-0.77	-1.30	-7.76	-	-
	B	5.40	4.80	1.95	0.0	-1.95	-4.80	-5.40	-	-
	C	0.39	1.98	1.36	0.0	-1.36	-1.98	-0.39	-	-
	D	0.03	0.50	0.50	0.0	-0.50	-0.50	-0.03	-	-
	I	7.76	1.88	0.98	0.45	0.0	-0.45	-0.98	-1.88	-7.76
	II	5.46	5.06	2.47	1.00	0.0	-1.00	-2.47	-5.06	-5.46
	III	0.52	2.37	1.99	0.97	0.0	-0.97	-1.99	-2.37	-0.52
	IV	0.27	1.22	1.58	1.09	0.0	-1.09	-1.58	-1.22	-0.27
	V									



NERVIO TÍPICO

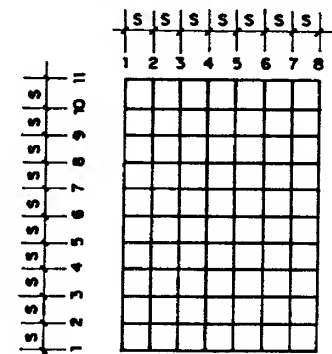


LOSAS RETICULARES - RETICULO DE 7 x 10

COEFICIENTES DE MOMENTOS

TABLA N° 7.25

C A S O	NERV.	$\mu = M/P.s$										
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
	A	0.0	8.75	10.95	11.78	11.73	10.95	8.75	0.0	-	-	-
	B	0.0	6.38	12.33	14.91	14.91	12.33	6.38	0.0	-	-	-
	C	0.0	0.73	3.35	5.20	5.20	3.35	0.73	0.0	-	-	-
	D	0.0	-0.70	-1.76	-2.56	-2.56	-1.76	-0.70	0.0	-	-	-
	I	0.0	8.25	9.63	9.77	9.57	9.46	9.57	9.77	9.63	8.25	0.0
	II	0.0	6.06	11.55	14.17	15.31	15.62	15.31	14.17	11.55	6.06	0.0
	III	0.0	0.85	4.10	7.11	8.94	9.54	8.94	7.11	4.10	0.85	0.0
	IV											
	V											
	A	0.0	6.12	7.57	8.08	8.08	7.57	6.12	0.0	-	-	-
	B	0.0	8.11	11.74	13.01	13.01	11.74	8.11	0.0	-	-	-
	C	0.0	3.11	6.93	8.16	8.16	6.93	3.11	0.0	-	-	-
	D	0.0	1.64	3.96	5.44	5.44	3.96	1.64	0.0	-	-	-
	E	0.0	0.51	2.38	3.69	3.69	2.38	0.51	0.0	-	-	-
	I	-2910	-1210	-3.63	1.14	3.77	5.29	6.23	6.78	6.84	5.89	0.0
	II	-1698	-1283	-5.30	0.51	4.65	7.26	8.64	8.90	7.71	4.17	0.0
	III	-2.76	-3.40	-2.68	-0.30	1.78	3.30	3.95	3.62	2.24	0.40	0.0
	IV											
	V											

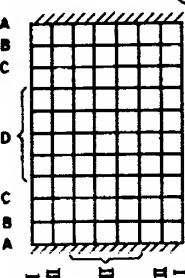
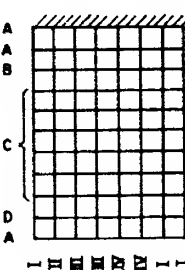


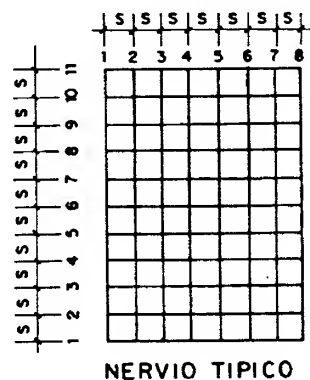
NERVIO TÍPICO



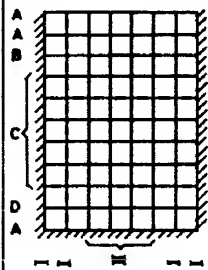
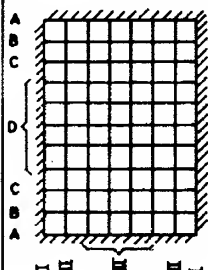
TABLA N° 7.25

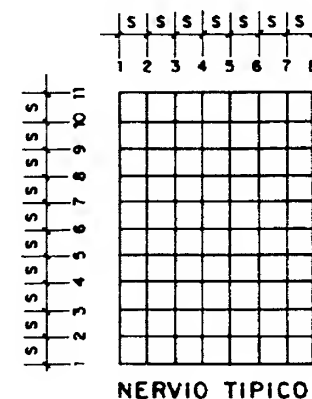
LOSAS RETICULARES - RETICULO DE 7 x 10 COEFICIENTES DE MOMENTOS

CASO	NERV.	$\mu = M/P.s$										
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
	A	0.0	4.02	4.73	5.31	5.31	4.73	4.02	0.0	-	-	-
	B	0.0	6.31	9.10	10.10	10.10	9.10	6.31	0.0	-	-	-
	C	0.0	2.42	5.27	6.28	6.28	5.27	2.42	0.0	-	-	-
	D	0.0	1.30	3.19	4.38	4.38	3.19	1.30	0.0	-	-	-
	I	-2080	-7.66	-1.31	2.12	3.75	4.23	3.75	2.12	-1.31	-7.66	-2080
	II	-1010	-7.21	-1.87	2.02	4.36	5.11	4.36	2.02	-1.87	-7.21	-1010
	III	-0.91	-1.28	-0.86	0.41	1.35	1.70	1.35	0.41	-0.86	-1.28	-0.91
	IV											
	A	0.0	4.28	4.94	4.47	2.84	-0.50	-6.50	-1890	-	-	-
	B	0.0	1.95	4.31	4.23	2.79	0.28	-3.30	-4.63	-	-	-
	C	0.0	0.98	2.22	2.62	1.83	0.16	-1.83	-2.84	-	-	-
	D	0.0	2.93	5.15	5.03	2.95	-0.80	-5.94	-8.63	-	-	-
	I	0.0	5.82	8.22	8.86	8.57	7.41	5.15	1.40	-4.33	-1330	-2310
	II	0.0	3.13	5.96	7.17	7.18	6.12	3.91	0.45	-4.24	-1030	-1385
	III	0.0	0.62	2.61	4.16	4.64	3.96	2.27	-0.14	-2.72	-3.87	-3.43
	IV	0.0	2.23	4.82	5.73	5.69	4.84	3.16	0.64	-2.54	-5.63	-6.22



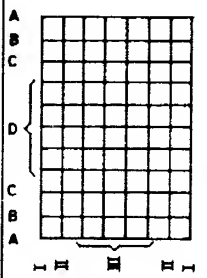
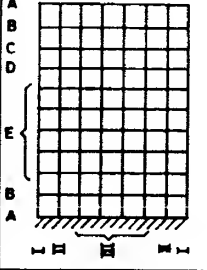
LOSAS RETICULARES- RETICULO DE 7 x 10 TABLA N° 7.25 COEFICIENTES DE MOMENTOS

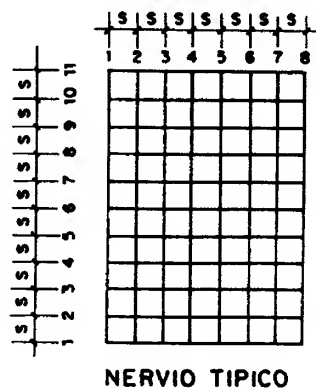
CASO	NERV.	$\mu = M/P.s$										
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
	A	-1258	-1.05	1.45	3.68	3.68	1.45	-4.05	-1258	-	-	-
	B	-2.94	-1.72	0.99	2.02	2.02	0.99	-1.72	-2.94	-	-	-
	C	-1.66	-0.94	0.43	1.34	1.34	0.43	-0.94	-1.66	-	-	-
	D	-4.80	-2.82	0.56	2.38	2.38	0.56	-2.82	-4.80	-	-	-
	I	-1948	-6.88	-2.24	0.68	2.39	3.38	3.88	3.96	3.64	3.06	0.0
	II	-5.61	-5.16	-2.62	0.43	2.97	4.69	5.48	5.35	4.21	1.82	0.0
	III											
	IV											
	A	-9.71	-1.79	0.39	1.64	1.64	0.39	-1.78	-9.71	-	-	-
	B	-8.91	-3.32	1.11	2.99	2.99	1.11	-3.32	-8.91	-	-	-
	C	-2.07	-1.26	0.66	1.63	1.63	0.66	-1.26	-2.07	-	-	-
	D	-1.12	-0.64	0.30	0.91	0.91	0.30	-0.64	-1.12	-	-	-
	I	-1323	-3.94	-0.73	1.16	2.08	2.36	2.08	1.16	-0.73	-3.94	-1323
	II	-1186	-6.61	-1.20	2.07	3.89	4.47	3.89	2.07	-1.20	-6.61	-1186
	III	-3.19	-2.76	-0.77	1.18	2.48	2.93	2.48	1.18	-0.77	-2.76	-3.19
	IV											



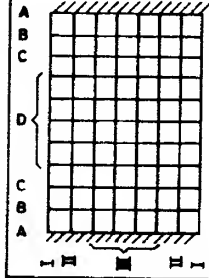
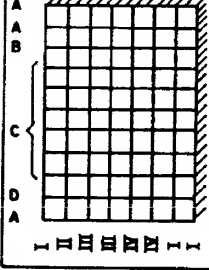


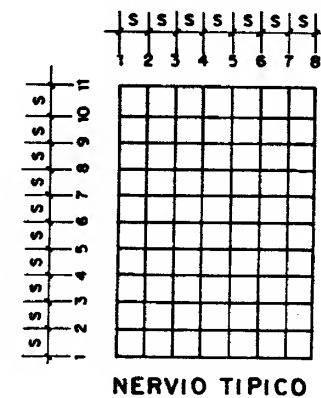
LOSAS RETICULARES - RETICULO DE 7 x 10 TABLA N° 7.26
COEFICIENTES DE FUERZA CORTANTE

CASO	NERV.	$v = V/P$									
		1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8	8-9	9-10	10-11
	A	8.75	2.19	0.84	0.00	-0.84	-2.19	-8.75	-	-	-
	B	6.38	5.95	2.57	0.00	-2.57	-5.95	-6.38	-	-	-
	C	0.74	2.61	1.85	0.00	-1.85	-2.61	-0.74	-	-	-
	D	-0.71	-1.01	-0.80	0.00	0.80	1.01	0.71	-	-	-
	I	8.25	1.37	0.15	-0.19	-0.11	0.11	0.19	-0.15	-1.37	-8.25
	II	6.06	5.49	2.62	1.14	0.31	-0.31	-1.14	-2.62	-5.49	-6.06
	III	0.86	3.24	3.01	1.82	0.61	-0.61	-1.82	-3.01	-3.24	-0.86
	A	6.12	1.45	0.51	0.00	-0.51	-1.45	-6.12	-	-	-
	B	8.11	4.08	1.72	0.00	-1.72	-4.08	-8.11	-	-	-
	C	3.11	3.82	1.23	0.00	-1.23	-3.82	-3.11	-	-	-
	D	1.64	2.32	1.48	0.00	-1.48	-2.32	-1.64	-	-	-
	E	0.61	1.15	0.81	0.00	-0.81	-1.15	-0.61	-	-	-
	I	17.00	8.38	4.77	2.63	1.52	0.93	0.54	0.06	-0.95	-5.89
	II	4.04	7.53	5.82	4.14	2.60	1.37	0.25	-1.18	-3.53	-4.17
	III	-0.64	0.72	2.31	2.16	1.51	0.65	-0.33	-1.38	-1.80	-0.44



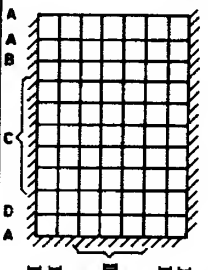
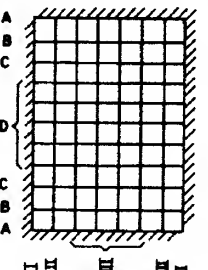
LOSAS RETICULARES - RETICULO DE 7 x 10 TABLA N° 7.26
COEFICIENTES DE FUERZA CORTANTE

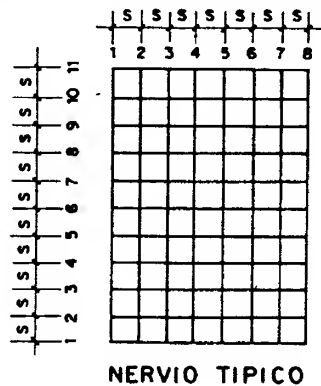
CASO	NERV.	$v = V/P$									
		1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8	8-9	9-10	10-11
	A	4.02	0.71	0.58	0.00	-0.58	-0.71	-4.02	-	-	-
	B	6.30	2.80	0.99	0.00	-0.99	-2.80	-6.30	-	-	-
	C	2.42	2.85	1.01	0.00	-1.01	-2.85	-2.42	-	-	-
	D	1.31	1.88	1.19	0.00	-1.19	-1.88	-1.31	-	-	-
	I	13.16	6.35	3.43	1.63	0.47	-0.47	-1.63	-3.43	-6.35	-13.16
	II	2.82	5.33	3.90	2.33	0.75	-0.75	-2.33	-3.90	-5.33	-2.82
	III	0.38	0.42	1.26	0.95	0.34	-0.34	-0.95	-1.26	-0.42	-0.38
	A	5.59	1.99	-0.59	-2.49	-4.63	-8.14	-13.25	-	-	-
	B	1.95	2.35	-0.07	-1.44	-2.50	-3.59	-1.32	-	-	-
	C	0.98	1.23	0.41	-0.79	-1.67	-2.00	-1.00	-	-	-
	D	2.93	2.22	-0.12	-2.07	-3.72	-5.12	-2.69	-	-	-
	I	-4.06	-0.63	0.07	0.38	0.62	1.02	1.91	3.28	5.74	11.83
	II	-3.13	-2.83	-1.20	-0.02	1.06	2.21	3.45	4.70	6.09	3.50
	III	-0.66	-1.61	-1.54	-0.61	0.64	1.67	2.17	1.96	1.59	0.69
	IV	-2.22	-2.59	-1.40	-0.34	0.84	1.68	3.52	3.18	3.09	1.11



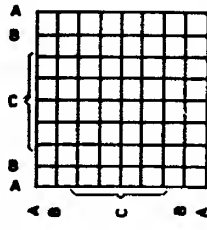
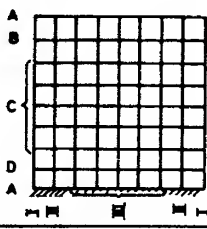
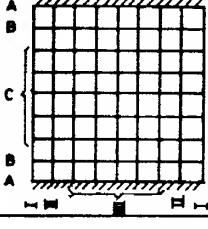


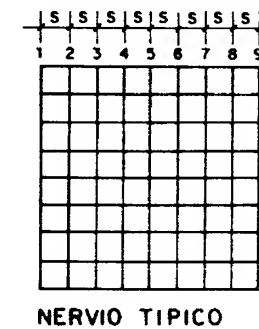
LOSAS RETICULARES - RETICULO DE 7 x 10 TABLA N° 7.26
COEFICIENTES DE FUERZA CORTANTE

CASO	NERV.	$v = V/P$									
		1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8	8-9	9-10	10-11
 <p>5</p>	A	9.47	2.33	1.56	0.00	-1.56	-2.33	-9.47	-	-	-
	B	1.22	2.72	1.21	0.00	-1.21	-2.72	-1.22	-	-	-
	C	0.72	1.38	0.91	0.00	-0.91	-1.38	-0.72	-	-	-
	D	1.97	3.38	1.82	0.00	-1.82	-3.38	-1.97	-	-	-
	I	12.60	7.59	5.09	3.42	2.09	1.02	0.09	-0.81	-2.25	-4.66
	II	1.06	2.53	3.06	2.54	1.81	0.81	-0.40	-1.55	-2.08	-2.39
 <p>6</p>	A	7.93	2.18	1.25	0.00	-1.25	-2.18	-7.93	-	-	-
	B	5.59	4.43	1.87	0.00	-1.87	-4.43	-5.59	-	-	-
	C	0.81	1.93	0.96	0.00	-0.96	-1.93	-0.81	-	-	-
	D	0.48	0.94	0.61	0.00	-0.61	-0.94	-0.48	-	-	-
	I	9.29	3.20	1.90	0.92	0.27	-0.27	-0.92	-1.90	-3.20	-9.29
	II	5.25	5.41	3.27	1.81	0.57	-0.57	-1.81	-3.27	-5.41	-5.25
	III	0.74	1.62	1.60	1.20	0.44	-0.44	-1.20	-1.60	-1.62	-0.74



LOSAS RETICULARES - RETICULO DE 8 x 8 TABLA N° 7.27
COEFICIENTES DE MOMENTOS

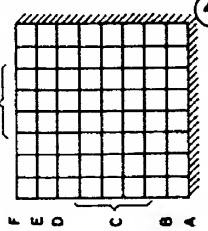
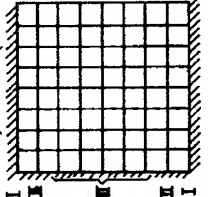
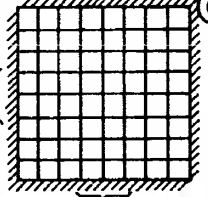
CASO	NERV.	$\mu = M/P.s$								
		1	2	3	4	5	6	7	8	9
 <p>1</p>	A	0.0	7.80	9.62	10.16	10.28	10.16	9.62	7.80	0.0
	B	0.0	5.43	10.46	12.17	13.68	12.17	10.46	5.43	0.0
	C	0.0	0.79	3.06	4.84	5.46	4.84	3.06	0.79	0.0
 <p>2</p>	A	0.0	5.77	6.96	7.20	7.24	7.20	6.96	5.77	0.0
	B	0.0	4.16	7.99	9.93	10.48	9.93	7.99	4.16	0.0
	C	0.0	0.81	2.92	4.61	5.21	4.61	2.92	0.81	0.0
	D	0.0	7.15	11.29	12.62	12.92	12.62	11.29	7.15	0.0
	I	-17.69	-4.33	1.38	4.53	6.32	7.18	7.21	5.93	0.0
	II	-12.63	-7.41	-0.15	4.89	7.69	8.59	7.51	4.03	0.0
 <p>3</p>	A	0.0	4.99	5.39	5.57	5.63	5.57	5.39	4.99	0.0
	B	0.0	5.82	9.30	10.48	10.76	10.48	9.30	5.82	0.0
	C	0.0	1.79	4.70	6.48	7.02	6.48	4.70	1.79	0.0
	I	-12.92	-2.24	2.11	4.18	4.81	4.18	2.11	-2.24	-12.92
	II	-8.34	-4.26	1.17	4.50	5.56	4.50	1.17	-4.26	-8.34
	III	-0.88	-1.15	-0.13	1.02	1.46	1.02	-0.13	-1.15	-0.88



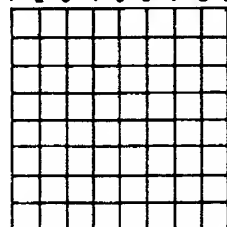


LOSAS RETICULARES- RETICULO DE 8 x 8 TABLA N° 7.27

COEFICIENTES DE MOMENTOS

CASO	NERV.	$\mu = M/P.s$								
		1	2	3	4	5	6	7	8	9
 ④	A	0.0	4.39	5.23	5.14	4.53	3.31	1.11	-3.06	-13.11
	B	0.0	3.04	5.59	6.40	5.73	3.66	-0.07	-5.53	-9.47
	C	0.0	0.47	1.63	2.39	2.19	1.01	-0.67	-1.94	-2.16
	D	0.0	1.47	3.65	4.57	4.15	2.47	-0.60	-4.17	-4.94
	E	0.0	5.36	8.23	8.60	7.61	5.33	1.00	-7.13	-15.78
	F	0.0	4.67	4.91	4.74	4.18	3.04	1.19	-1.92	-14.18
 ⑤	A	-1.67	-1.63	1.60	3.09	3.54	3.09	1.60	-1.63	-9.67
	B	-6.24	-3.17	0.89	3.34	4.12	3.34	0.89	-3.17	-6.24
	C	-2.94	-2.41	0.20	2.23	2.88	2.23	0.20	-2.41	-2.94
	D	-11.08	-4.23	2.00	4.90	5.73	4.90	2.00	-4.23	-11.08
	E	-10.55	-0.75	1.61	2.81	3.21	2.81	1.61	-0.75	-10.55
	I	-11.34	-1.51	0.97	2.42	3.31	3.76	3.90	3.73	0.0
 ⑥	II	-12.66	-5.72	0.81	4.28	6.10	6.89	6.61	4.31	0.0
	III	-4.18	-3.52	-0.52	2.08	3.52	3.89	3.10	1.24	0.0
	A	-8.44	-0.57	1.29	2.23	2.53	2.23	1.29	-0.57	-8.44
	B	-8.85	-3.36	1.62	3.90	4.55	3.90	1.62	-3.36	-8.85
	C	-2.41	-1.97	0.17	1.82	2.35	1.82	0.17	-1.97	-2.41
	D	-0.97	-0.84	-0.07	0.81	1.19	0.81	-0.07	-0.84	-0.97

S S S S S S S S S
1 2 3 4 5 6 7 8 9

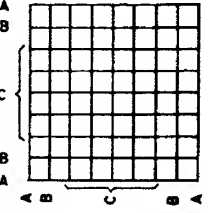
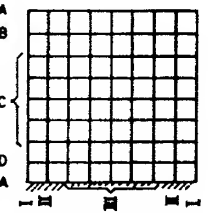
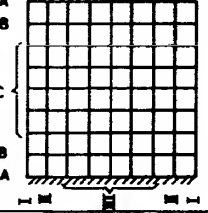


NERVIO TIPICO

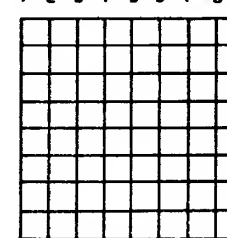


LOSAS RETICULARES- RETICULO DE 8 x 8 TABLA N° 7.28

COEFICIENTES DE FUERZA CORTANTE


CASO	NERV.	$v = V/P$							
		1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8	8-9
 ①	A	7.80	1.83	.54	.13	-.13	-.54	-1.83	-7.80
	B	5.48	4.98	2.51	0.71	-.71	-2.51	-4.98	-5.48
	C	.79	2.27	1.78	0.61	-0.61	-1.78	-2.27	-.79
 ②	A	5.77	1.19	0.24	0.03	-0.03	-0.24	-1.19	-5.77
	B	4.16	3.83	1.93	0.55	-0.55	-1.93	-3.83	-4.16
	C	2.07	3.28	1.94	0.59	-0.59	-1.94	-3.28	-2.07
	D	7.14	4.13	1.34	0.30	-0.30	-1.34	-4.13	-7.14
	I	-13.36	-5.71	-3.14	-1.78	-0.86	-0.02	1.27	5.93
	II	-5.23	-7.25	-5.04	-2.80	-0.90	1.09	3.41	4.08
 ③	III	0.22	-1.57	-1.93	-1.23	-0.22	0.80	1.35	0.45
	A	0.94	2.20	1.91	0.73	-0.73	-1.91	-2.20	-0.94
	B	0.75	1.89	1.80	0.75	-0.75	-1.80	-1.89	-0.75
	C	1.79	2.39	1.90	0.73	-0.73	-1.90	-2.39	-1.79
	I	10.68	4.36	2.06	0.62	-.62	-2.06	-4.36	-10.68
	II	4.09	5.43	3.32	1.06	-1.06	-3.32	-5.43	-4.09
	III	-0.38	1.02	1.14	0.44	-0.44	-1.14	-1.02	+0.38

S S S S S S S S S
1 2 3 4 5 6 7 8 9



NERVIO TIPICO

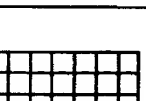
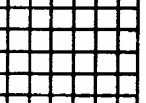
LOSAS RETICULARES - RETICULO DE 8 x 8 TABLA Nº 7.28

[illegible]

NERVIO TIPICO

LOSAS RETICULARES - RETICULO DE 8 x 9

COEFICIENTES DE MOMENTOS

C A S O		N E R V.	$\mu = M/P.s$									
			1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
① 		A	0.0	9.34	11.72	12.55	12.77	12.55	11.72	9.34	0.0	-
		B	0.0	6.65	12.35	16.10	17.04	16.10	12.85	6.65	0.0	-
		C	0.0	1.00	3.78	5.97	6.73	5.97	3.78	1.00	0.0	-
		D	0.0	-0.12	0.60	1.50	1.90	1.50	0.60	-0.13	0.0	-
		I	0.0	9.10	11.05	11.49	11.53	11.53	11.49	11.05	9.10	0.0
		II	0.0	6.45	12.33	15.36	16.50	16.50	15.36	12.33	6.45	0.0
		III	0.0	1.05	4.01	6.50	7.74	7.74	6.50	4.01	1.05	0.0
		IV	0.0	0.11	1.45	3.16	4.31	4.31	3.16	1.45	0.11	0.0
② 		A	0.0	7.18	9.30	8.77	9.19	8.77	8.30	7.18	0.0	-
		B	0.0	8.32	13.26	14.94	15.35	14.94	13.26	8.32	0.0	-
		C	0.0	0.96	3.28	5.25	5.99	5.25	3.28	0.96	0.0	-
		D	0.0	0.41	1.58	2.72	3.21	2.72	1.58	0.41	0.0	-
		E	0.0	4.85	9.36	11.67	12.34	11.66	9.36	4.85	0.0	-
		I	-2137	-5.98	9.58	4.23	6.41	7.70	8.30	8.21	6.78	0.0
		II	-1620	-1014	-1.65	4.41	8.11	10.10	10.35	8.76	4.71	0.0
		III	-3.47	-3.66	-1.61	0.97	2.87	3.79	3.64	2.41	0.52	0.0
		IV	-0.43	-0.79	-0.81	-0.22	0.59	1.03	0.86	0.29	-0.16	0.0

NERVIO TIPICO



TABLA N° 7.29

LOSAS RETICULARES - RETICULO DE 8 x 9
COEFICIENTES DE MOMENTOS

C A S O	NERV.	$\mu = M/P.s$									
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
	③ A	0.0	5.70	6.17	6.39	6.47	6.39	6.17	5.70	0.0	-
	B	0.0	6.63	10.56	11.92	12.23	11.92	10.56	6.63	0.0	-
	C	0.0	2.00	5.22	7.16	7.73	7.16	5.22	2.00	0.0	-
	D	0.0	0.65	2.24	3.72	4.34	3.72	2.24	0.65	0.0	-
	I	-1574	-3.45	1.66	4.20	5.40	5.40	4.20	1.66	-3.45	-1574
	II	-1083	-6.10	0.39	4.61	6.54	6.54	4.61	0.39	-6.10	-1083
	III	-1.61	-1.86	-0.51	1.12	2.01	2.01	1.12	-0.51	-1.86	-1.61
	IV	1.12	0.79	0.07	-0.58	-0.78	-0.78	-0.58	0.07	0.79	1.12
	④ A	0.0	5.37	5.70	5.50	4.80	3.53	1.30	-3.69	-1331	-
	B	0.0	6.30	9.60	10.10	8.93	6.20	1.08	-8.34	-1826	-
	C	0.0	1.73	4.30	5.41	4.91	2.91	-0.73	-4.90	-5.81	-
	D	0.0	0.56	1.91	2.78	2.56	1.20	-0.71	-2.25	-2.52	-
	E	0.0	3.55	6.56	7.55	6.77	4.29	-0.14	-6.49	-1110	-
	I	0.0	5.32	5.88	5.81	5.34	4.50	3.07	0.67	-4.14	-1690
	II	0.0	3.52	6.57	7.75	7.50	6.08	3.32	-1.21	-7.60	-1212
	III	0.0	0.66	2.27	3.52	3.73	2.79	-0.35	-1.50	-3.23	-3.57
	IV	0.0	1.73	4.37	5.68	5.62	4.50	2.21	-1.56	-5.80	-6.72
	V	0.0	6.13	9.46	10.10	9.46	7.83	4.95	-0.17	-9.55	-1943

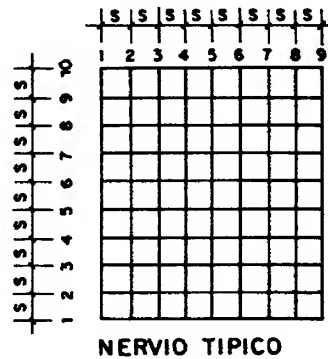


TABLA N° 7.29

LOSAS RETICULARES - RETICULO DE 8 x 9
COEFICIENTES DE MOMENTOS

C A S O	NERV.	$\mu = M/P.s$									
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
	⑤ A	-1203	-0.88	1.83	3.22	3.69	3.22	1.83	-0.88	-1203	-
	B	-1270	-4.89	2.28	5.65	6.63	5.65	2.28	-4.89	-1270	-
	C	-3.47	-2.83	0.23	2.63	3.42	2.63	0.23	-2.83	-3.47	-
	D	-1.16	-1.04	-0.12	1.00	1.49	1.00	-0.12	-1.04	-1.16	-
	E	-7.24	-3.71	1.01	3.90	4.83	3.90	1.01	-3.71	-7.24	-
	I	-1353	-2.33	0.55	2.29	3.41	4.07	4.40	4.49	4.26	0.0
	II	-1571	-7.77	-0.17	4.00	6.38	7.71	8.23	7.68	4.94	0.0
	III	-5.80	-4.99	-1.38	+1.87	3.92	4.93	4.96	3.77	1.48	0.0
	IV	-3.77	-3.34	-1.52	0.90	2.95	3.96	3.72	2.40	0.72	0.0
	⑥ A	-9.62	-0.69	1.47	2.57	2.93	2.57	1.47	-0.69	-9.62	-
	B	-1014	-3.89	1.83	4.50	5.26	4.50	1.83	-3.89	-1014	-
	C	-2.77	-2.26	0.19	2.09	2.72	2.09	0.19	-2.26	-2.77	-
	D	-1.00	-0.88	-0.09	0.85	1.25	0.85	-0.09	-0.88	-1.00	-
	I	-1000	-1.01	1.07	2.24	2.79	2.79	2.24	1.07	-1.01	-1000
	II	-1093	-4.68	1.10	3.94	5.10	5.10	3.94	1.10	-4.68	-1093
	III	-3.41	-2.86	-0.25	1.91	2.91	2.91	1.91	-0.25	-2.86	-3.41
	IV	-1.78	-1.55	-0.43	0.97	1.89	1.89	0.97	-0.43	-1.55	-1.78

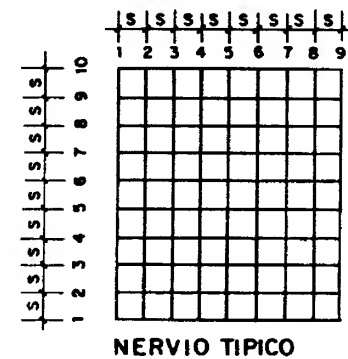
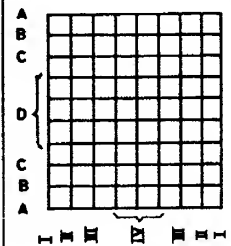
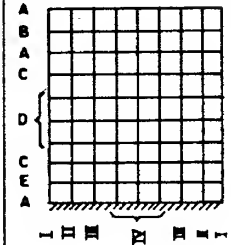




TABLA N° 7.30

LOSAS RETICULARES - RETICULO DE 8 x 9

COEFICIENTES DE FUERZA CORTANTE

CASO	NERV.	v = V/P								
		1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8	8-9	9-10
	A	9.34	2.38	0.83	0.22	-0.22	-0.83	-2.38	-9.34	-
	B	6.65	6.20	3.24	0.95	-0.95	-3.24	-6.20	-6.65	-
	C	1.00	2.78	2.19	0.77	-0.77	-2.19	-2.78	-1.00	-
	D	-0.12	0.72	0.91	0.40	-0.40	-0.91	-0.72	+0.12	-
	I	9.10	1.95	0.48	0.12	0.03	-0.12	-0.48	-1.95	-9.10
	II	6.45	5.87	3.06	1.20	0.04	-1.20	-3.06	-5.87	-6.45
	III	1.05	2.96	2.49	1.24	0.02	-1.24	-2.49	-2.96	-1.05
	IV	+0.11	1.35	1.71	1.16	0.01	-1.16	-1.71	-1.35	-0.11
	A	7.18	3.83	2.28	0.66	-0.66	-2.28	-3.83	-7.18	-
	B	8.33	4.93	1.69	0.41	-0.41	-1.69	-4.93	-8.33	-
	C	0.96	2.31	1.97	0.73	-0.73	-1.97	-2.31	-0.96	-
	D	0.41	1.17	1.14	0.49	-0.49	-1.14	-1.17	-0.41	-
	E	4.85	4.51	2.31	0.67	-0.67	-2.31	-4.51	-4.85	-
	I	15.39	6.56	3.64	2.18	1.27	0.61	-0.08	-1.43	-6.79
	II	6.07	8.48	6.07	3.70	1.92	0.33	-1.59	-4.05	-4.72
	III	-0.18	2.05	2.58	1.90	0.92	-0.15	-1.23	-1.78	-0.62
	IV	-0.31	-0.03	0.59	0.81	0.44	-0.17	-0.57	-0.45	0.16

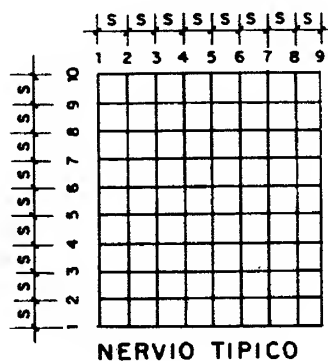
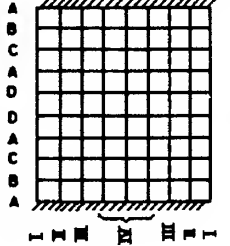
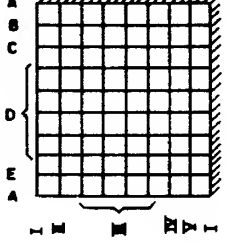
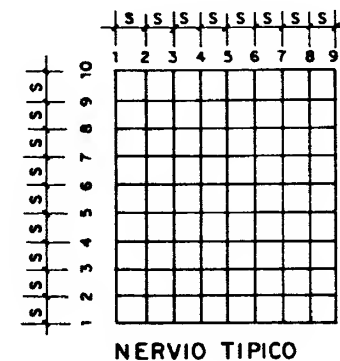


TABLA N° 7.30

LOSAS RETICULARES - RETICULO DE 8 x 9

COEFICIENTES DE FUERZA CORTANTE

CASO	NERV.	v = V/P								
		1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8	8-9	9-10
	A	5.71	0.47	0.22	0.08	-0.08	-0.22	-0.47	-5.71	-
	B	6.63	3.94	1.35	0.32	-0.32	-1.35	-3.94	-6.63	-
	C	1.99	3.18	1.92	0.56	-0.56	-1.92	-3.18	-1.99	-
	D	0.65	1.59	1.48	0.62	-0.62	-1.48	-1.59	-0.65	-
	I	12.29	5.09	2.60	1.16	0.0	-1.16	-2.60	-5.09	-12.29
	II	4.76	6.44	4.23	1.97	0.0	-1.97	-4.23	-6.44	-4.76
	III	-0.25	1.35	1.60	0.92	0.0	-0.92	-1.60	-1.35	+0.25
	IV	-0.33	-0.71	-0.61	-0.23	0.0	+0.23	+0.61	+0.71	+0.33
	A	5.37	1.07	-0.15	-0.73	-1.50	-2.60	-4.90	-14.01	-
	B	6.21	3.38	0.50	-1.15	-2.73	-5.12	-9.43	-9.92	-
	C	1.73	2.56	1.11	-0.50	-2.00	-3.63	-4.17	-0.91	-
	D	0.56	1.34	0.88	-0.22	-1.37	-1.96	-1.49	-0.27	-
	E	3.55	3.01	0.99	-0.79	-2.47	-4.43	-6.35	-4.55	-
	I	-4.96	-0.91	0.11	0.47	0.85	1.42	2.48	4.72	14.00
	II	-3.52	-3.05	-1.19	0.25	1.43	2.76	4.53	6.37	4.54
	III	-0.66	-1.60	-1.25	-0.22	0.95	1.94	2.35	1.72	0.34
	IV	-1.73	-2.64	-1.30	0.06	1.12	2.29	3.77	4.24	0.93
	V	-6.13	-3.33	-0.63	0.64	1.62	2.83	5.11	9.38	9.89

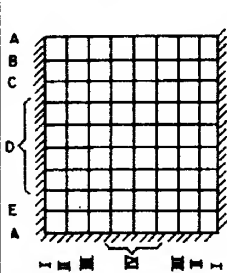
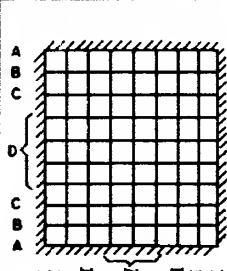


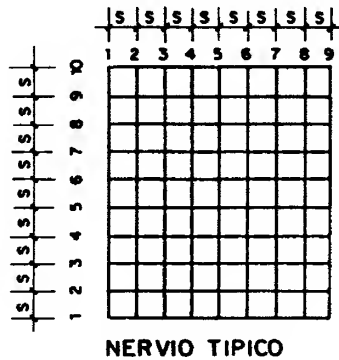


LOSAS RETICULARES - RETICULO DE 8 x 9

COEFICIENTES DE FUERZA CORTANTE

TABLA N° 7.30

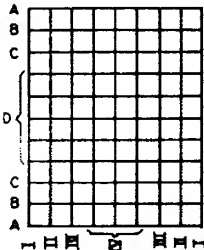
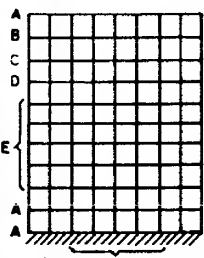
C A S O		NERV.	$v = V/P$								
			1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8	8-9	9-10
	⑤	A	11.15	2.71	1.39	0.46	-0.46	-1.39	-2.71	-11.15	-
	B	7.82	7.16	3.37	0.98	-0.98	-3.37	-7.16	-7.82	-	
	C	0.64	3.07	2.40	0.80	-0.80	-2.40	-3.07	-0.64	-	
	D	0.12	0.92	1.12	0.49	-0.49	-1.12	-0.92	-0.12	-	
	E	3.53	4.72	2.89	0.93	-0.93	-2.89	-4.72	-3.53	-	
	I	11.20	2.88	1.74	1.12	0.66	0.34	0.08	-0.23	-4.26	
	II	7.94	7.60	4.18	2.37	1.33	0.51	-0.55	-2.74	-4.94	
	III	-0.82	3.60	3.26	2.05	1.01	0.03	-1.19	-2.30	-1.48	
	IV	0.43	1.82	2.42	2.05	1.01	-0.25	-1.32	-1.68	-0.73	
	V										
	⑥	A	+8.92	2.16	1.10	0.36	-0.36	-1.10	-2.16	-8.92	-
	B	6.25	5.72	2.66	0.77	-0.77	-2.66	-5.72	-6.25	-	
	C	0.51	2.45	1.91	0.63	-0.63	-1.91	-2.45	-0.51	-	
	D	0.12	0.79	0.93	0.40	-0.40	-0.93	-0.79	-0.12	-	
	E	8.91	2.17	1.16	0.55	0.0	-0.55	-1.16	-2.17	-8.91	
	I	6.25	5.78	2.84	1.16	0.0	-1.16	-2.84	-5.78	-6.25	
	II	0.56	2.61	2.15	1.00	0.0	-1.00	-2.15	-2.61	-0.56	
	III	0.23	1.13	1.40	0.92	0.0	-0.92	-1.40	-1.13	-0.23	
	IV										
	V										

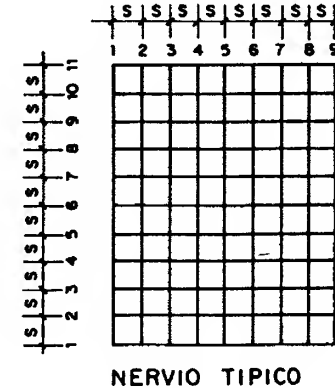


LOSAS RETICULARES - RETICULO DE 8 x 10

COEFICIENTES DE MOMENTOS

TABLA N° 7.31

CASO	NERV.	$\mu = M/P.s$											
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	
	①	A	0.0	11.20	15.10	17.00	17.60	17.0	15.10	11.20	0.0	-	-
	B	0.0	5.86	11.60	14.67	15.62	14.67	11.60	5.86	0.0	-	-	
	C	0.0	0.75	3.42	5.55	6.26	5.55	3.42	0.75	0.0	-	-	
	D	0.0	-0.46	-1.16	-1.78	-2.02	-1.78	-1.16	-0.46	0.0	-	-	
	I	0.0	8.22	10.10	10.70	10.80	10.83	10.80	10.70	10.10	8.22	0.0	
	II	0.0	6.75	12.58	15.50	16.83	17.20	16.83	15.50	12.58	6.75	0.0	
	III	0.0	1.52	4.84	7.71	9.31	9.80	9.30	7.71	4.84	1.52	0.0	
	IV	0.0	0.83	2.72	5.04	6.85	7.51	6.85	5.04	2.72	0.83	0.0	
	②	A	0.0	7.82	10.37	11.51	11.83	11.51	10.37	7.82	0.0	-	-
	B	0.0	8.29	12.13	13.82	14.37	13.82	12.13	8.29	0.0	-	-	
	C	0.0	3.28	7.39	8.84	9.22	8.84	7.39	3.28	0.0	-	-	
	D	0.0	1.82	4.45	6.30	6.95	6.30	4.45	1.82	0.0	-	-	
	E	0.0	0.58	2.61	4.21	4.75	4.21	2.61	0.58	0.0	-	-	
	I	-31.50	-13.50	-4.26	1.19	4.33	6.16	7.19	7.60	7.33	5.98	0.0	
	II	-19.25	-14.33	-5.93	0.63	5.40	8.41	9.95	10.11	8.65	4.76	0.0	
	III	-3.34	-3.61	-2.75	-0.23	2.09	3.69	4.42	4.17	2.82	0.90	0.0	



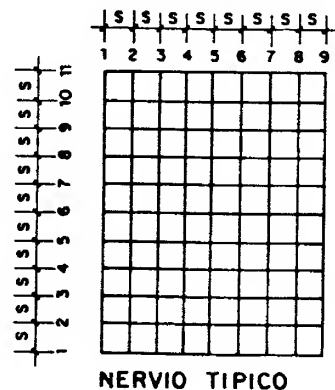


LOSAS RETICULARES - RETICULO DE 8 x 10

COEFICIENTES DE MOMENTOS

TABLA N° 7.31

CASO	NERV.	$\mu = M/P.s$										
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
	A	0.0	5.68	7.29	8.45	8.92	8.45	7.29	5.68	0.0	-	-
	B	0.0	6.48	9.46	10.80	11.22	10.80	9.46	6.48	0.0	-	-
	C	0.0	2.56	5.72	6.98	7.33	6.99	5.72	2.56	0.0	-	-
	D	0.0	1.48	3.72	5.35	5.86	5.35	3.72	1.48	0.0	-	-
	I	-2250	-8.55	-1.58	2.31	4.24	4.81	4.23	2.31	-1.58	-8.54	-2250
	II	-1186	-8.27	-2.18	2.31	5.06	5.96	5.06	2.31	-2.18	-8.27	-1186
	III	-1.48	-1.54	-.94	0.54	1.66	2.06	1.66	0.53	-.95	-1.54	-1.49
	A	0.0	5.81	8.20	8.34	6.88	3.73	-2.00	-1040	-2260	-	-
	B	0.0	2.14	4.83	5.15	4.24	2.36	-0.52	-4.41	-5.61	-	-
	C	0.0	1.13	2.64	3.37	2.92	1.58	-0.43	-2.67	-3.76	-	-
	D	0.0	2.80	5.22	5.73	4.69	2.19	-1.65	-7.10	-1050	-	-
	I	0.0	4.18	5.08	5.18	4.85	4.16	2.96	-0.86	-2.87	-9.24	-21.92
	II	0.0	3.59	6.55	7.77	7.74	6.58	4.24	0.56	-4.50	-11.09	-1527
	III	0.0	2.32	5.23	6.25	6.17	5.26	3.48	0.77	-2.72	-6.20	-6.60
	IV	0.0	5.96	8.80	9.69	9.45	8.19	5.67	1.51	-4.80	-1470	-2340
	V	0.0	4.24	4.59	5.03	4.95	4.33	3.07	0.85	-2.95	-8.46	-2590

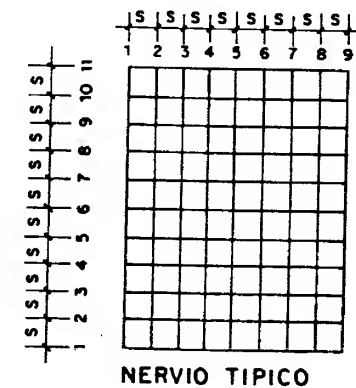


LOSAS RETICULARES - RETICULO DE 8 x 10

COEFICIENTES DE MOMENTOS

TABLA N° 7.31

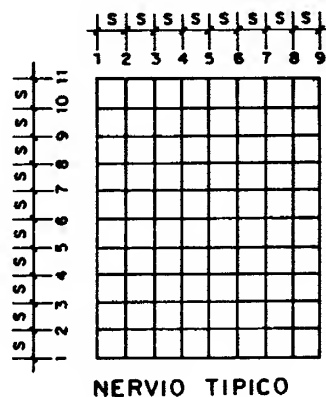
CASO	NERV.	$\mu = M/P.s$										
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
	A	-1570	-5.03	0.33	3.23	4.13	3.23	0.33	-5.03	-1570	-	-
	B	-3.63	-2.44	0.60	2.26	2.78	2.26	0.60	-2.44	-3.63	-	-
	C	-2.22	-1.41	0.19	1.41	1.83	1.41	0.19	-1.41	-2.22	-	-
	D	-6.12	-3.69	0.05	2.25	3.01	2.25	0.05	-3.69	-6.12	-	-
	I	-2140	-7.25	-2.42	0.72	2.57	3.63	4.16	4.23	3.86	3.40	0.0
	II	-1935	-1250	-4.21	1.20	4.82	7.03	8.11	8.23	7.40	4.85	0.0
	III	-5.94	-4.51	-2.13	0.39	2.73	4.43	5.18	4.84	3.44	1.49	0.0
	A	-1237	-3.21	0.05	2.34	3.08	2.34	0.05	-3.21	-1237	-	-
	B	-2.59	-1.82	0.36	1.69	2.12	1.69	0.36	-1.82	-2.59	-	-
	C	-1.58	-1.02	0.13	1.01	1.33	1.01	0.13	-1.02	-1.58	-	-
	I	-1475	-4.20	-0.84	1.25	2.28	2.59	2.28	1.25	-0.84	-4.20	-1475
	II	-1268	-7.30	-1.31	2.26	4.24	4.87	4.24	2.26	-1.31	-7.30	-1268
	III	-3.44	-2.97	-0.77	1.29	2.63	3.08	2.63	1.29	-0.77	-2.97	-3.44





LOSAS RETICULARES - RETICULO DE 8 x 10
COEFICIENTES DE FUERZA CORTANTE

CASO	NERV.	$v = V/P$									
		1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8	8-9	9-10	10-11
	A	11.17	3.92	1.90	0.57	-0.57	-1.90	-3.92	-11.17	-	-
	B	5.86	5.80	3.00	0.95	-0.95	-3.00	-5.80	-5.86	-	-
	C	0.75	2.66	2.13	0.71	-0.71	-2.13	-2.66	-0.75	-	-
	D	-0.46	-0.70	-0.61	-0.24	+0.24	+0.61	+0.70	+0.46	-	-
	I	8.22	1.86	0.61	0.13	0.0	0.0	-0.13	-0.61	-1.86	-8.22
	II	6.75	5.82	2.92	1.33	0.36	-0.36	-1.33	-2.92	-5.82	-6.75
	III	1.52	3.31	2.85	1.61	0.51	-0.51	-1.61	-2.85	-3.31	-1.52
	IV	0.83	1.88	2.32	1.81	0.65	-0.65	-1.81	-2.32	-1.88	-0.83
	A	7.82	2.55	1.13	0.32	-0.32	-1.13	-2.55	-7.82	-	-
	B	8.29	3.83	1.69	0.55	-0.55	-1.69	-3.83	-8.29	-	-
	C	3.28	4.10	1.45	0.38	-0.38	-1.45	-4.10	-3.28	-	-
	D	1.82	2.63	1.84	0.55	-0.55	-1.84	-2.63	-1.82	-	-
	E	0.58	2.02	1.60	0.53	-0.53	-1.60	-2.02	-0.58	-	-
	I	18.03	9.23	5.46	3.14	1.83	1.02	0.41	-0.26	-1.34	-5.98
	II	4.92	8.39	6.57	4.76	3.01	1.53	0.16	-1.46	-3.89	-4.76
	III	-0.27	0.86	2.52	2.32	1.61	0.72	-0.25	-1.35	-1.90	-0.92



LOSAS RETICULARES - RETICULO DE 8 x 10
COEFICIENTES DE FUERZA CORTANTE

CASO	NERV.	$v = V/P$									
		1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8	8-9	9-10	10-11
	A	5.68	1.60	1.16	0.37	-0.37	-1.16	-1.60	-5.68	-	-
	B	6.48	2.98	1.33	0.42	-0.42	-1.33	-2.98	-6.48	-	-
	C	2.56	3.15	1.26	0.35	-0.35	-1.26	-3.15	-2.56	-	-
	D	1.48	2.24	1.62	0.51	-0.51	-1.62	-2.24	-1.48	-	-
	I	13.94	6.96	3.91	1.92	0.57	-0.57	-1.92	-3.91	-6.96	-13.94
	II	3.58	6.09	4.50	2.74	0.90	-0.90	-2.74	-4.50	-6.09	-3.58
	III	-0.05	0.59	1.49	1.12	0.40	-0.40	-1.12	-1.49	-0.59	-0.05
	A	5.60	1.49	0.02	-1.26	-2.74	-4.79	-7.61	-14.10	-	-
	B	2.14	2.69	0.32	-0.91	-1.98	-2.88	-3.89	-1.20	-	-
	C	1.13	1.51	0.72	-0.44	-1.34	-2.02	-2.23	-1.09	-	-
	D	2.80	2.42	0.51	-1.04	-2.49	-3.85	-5.44	-3.41	-	-
	I	-4.18	-0.90	-0.10	0.32	0.69	1.20	2.10	3.73	6.37	12.67
	II	-3.59	-2.96	-1.21	0.03	1.15	2.34	3.67	5.05	6.61	4.18
	III	-2.32	-2.91	-1.01	0.08	0.91	1.78	2.71	3.49	3.49	0.42
	IV	-5.96	-2.92	-0.80	0.23	1.26	2.52	4.16	6.31	9.98	8.65
	V	-4.24	-0.34	-0.44	0.07	0.62	1.26	2.21	3.81	5.51	17.47

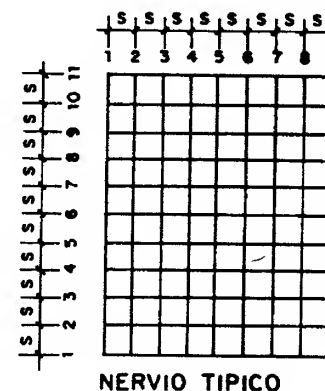
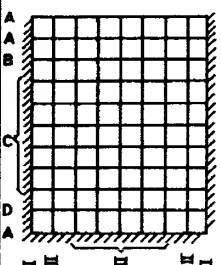
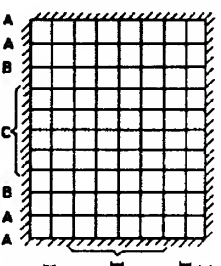


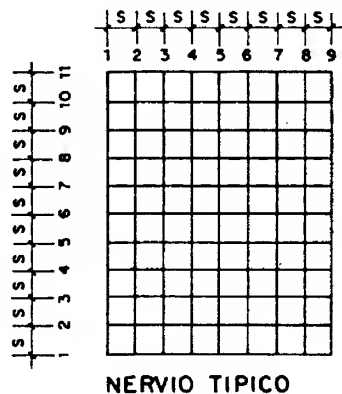


TABLA N° 7.32

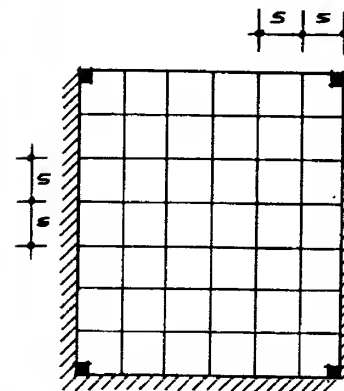
LOSAS RETICULARES - RETICULO DE 8 x 10

COEFICIENTES DE FUERZA CORTANTE

CASO	NERV.	$v = V/P$									
		1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8	8-9	9-10	10-11
	A	10.72	5.37	2.89	0.90	-0.90	-2.89	-5.37	-10.72	-	-
	B	1.19	3.04	1.66	0.52	-0.52	-1.66	-3.04	-1.19	-	-
	C	0.81	1.61	1.22	0.41	-0.41	-1.22	-1.61	-0.81	-	-
	D	2.43	3.74	2.21	0.76	-0.76	-2.21	-3.74	-2.43	-	-
	I	14.15	4.83	3.14	1.84	1.06	0.53	0.07	-0.37	-0.46	-3.41
	II	6.86	8.27	5.41	3.62	2.20	1.08	0.13	-0.83	-2.54	-4.85
	III	1.43	2.38	2.52	2.33	1.69	0.76	-0.33	-1.41	-1.94	-1.50
	A	9.16	3.26	2.29	0.74	-0.74	-2.29	-3.26	-9.16	-	-
	B	0.77	2.19	1.33	0.42	-0.42	-1.33	-2.19	-0.77	-	-
	C	0.56	1.15	0.88	0.31	-0.31	-0.88	-1.15	-0.56	-	-
	I	10.55	3.36	2.09	1.04	0.31	-0.31	-1.04	-2.09	-3.36	-10.55
	II	5.39	5.98	3.56	1.98	0.63	-0.63	-1.98	-3.56	-5.98	-5.39
	III	0.47	2.20	2.06	1.33	0.45	-0.45	-1.33	-2.06	-2.20	-0.47



LOSAS RETICULARES



DETERMINAR:

EN EL RETICULO MOSTRANDO VALORES DE MOMENTO Y FUERZA CORTANTE EN LOS NERVIOS DEL RETICULO.

DATOS:

SEPARACION ENTRE NERVIOS $S = 0.90$

CARGA POR NUDO $P = 500 \text{ Kg.}$

CASO DE CONTINUIDAD: 5

RETICULO DE 6×7 MODULOS.

A - USANDO LA TABLA CORRESPONDIENTE DE COEFICIENTE DE MOMENTOS M PARA RETICULO DE 6×7 MODULOS.

A-1. SE UBICA EL CASO DE CONTINUIDAD 5

A-2. SE TOMAN LOS COEFICIENTES M CORRESPONDIENTES A CADA NERVIO Y SE MULTIPLICAN POR P Y POR S OBTENIENDOSE LOS VALORES DE MOMENTOS.

ASI:

NERVIO "A" $M_{\text{apoyos}} = -7.0$

$M_{\text{apoyos}} = -7.0 \times 500 \times 0.90 = 3150 \text{ K.m}$

$M_{\text{max. tramo}} = 1.22$

$M_{\text{max. tramo}} = 1.22 \times 500 \times 0.90 = 549 \text{ K.m}$

NERVIO "E" $M_{\text{apoyos}} = -6.45$

$M_{\text{apoyos}} = -6.45 \times 500 \times 0.90 = 3038 \text{ K.m}$

$M_{\text{max. tramo}} = 1.44$

$M_{\text{max. tramo}} = 1.44 \times 500 \times 0.90 = 648 \text{ K.m}$



NERVIO I

$$u_{\text{max. apoyo empotrado}} = -9.8$$

$$M_{\text{apoyo empotrado}} = -9.8 \times 500 \times 0.90$$

NERVIO III

$$u_{\text{max. apoyo empotrado}} = -8.39$$

$$M_{\text{apoyo empotrado}} = -8.39 \times 500 \times 0.90$$

B- USANDO LA TABLA CORRESPONDIENTE DE COEFICIENTE DE FUERZA CORTANTE Y PARA RETICULOS DE 6×7

B-1. SE UBICA EL CASO DE CONTINUIDAD : 5

B-2. SE TOMAN LOS COEFICIENTES CORRESPONDIENTES A CADA NERVIO Y SE MULTIPLICAN POR P Y POR S OBTENIENDOSE LOS VALORES DE FUERZA CORTANTE.

ASI:

NERVIO "A"

$$V_{\text{max. apoyos}} = 6.10$$

$$V_{\text{max. apoyos}} = 6.10 \times 500 \times 0.90 = 2745 \text{ K}$$

NERVIO "B"

$$V_{\text{max. apoyos}} = 4.24$$

$$V_{\text{max. apoyos}} = 4.24 \times 500 \times 0.90 = 1908 \text{ K}$$

NERVIO "E"

$$V_{\text{max. apoyos}} = 5.36$$

$$V_{\text{max. apoyos}} = 5.36 \times 500 \times 0.90 = 2412 \text{ K}$$

NERVIO "I"

$$V_{\text{en apoyo empotrado}} = 7.21$$

$$V_{\text{en apoyo empotrado}} = 7.21 \times 500 \times 0.90 = 3243 \text{ K}$$

NERVIO "III"

$$V_{\text{max.}} = 1.54$$

$$V_{\text{max.}} = 1.54 \times 500 \times 0.90 = 693 \text{ K}$$

SE ADOPTA:

$$\text{EST. : } \phi 3/8" \text{ c. 15 cms.}$$

ESTA CANTIDAD DE ESTRIBOS SE EXTENDERÁ HASTA UNA DISTANCIA $4d$ DESDE LA CARA DEL APOYO. LUEGO SE PUEDE CALCULAR OTRA SEPARACION "S", CON EL CORTE NOMINAL A ESA DISTANCIA.

B- POR TABLAS

B-1) SE CALCULA EL CORTE NOMINAL

$$V_n = \frac{V_u}{\phi} = \frac{32.000}{0.85} = 37.647 \text{ K.}$$

B-2) DE LA TABLA ENTRANDO CON $h = 65$ Y $b_w = 40$ SE OBTIENE EL CORTE RESISTIDO POR EL CONCRETO $\phi V_c = 17.095 \text{ K.}$

B-3) SE CALCULA EL VALOR DE V_s

$$\phi V_s = V_u - \phi V_c = 32.000 - 17.095 = 14.905 \text{ K.}$$

$$V_s = \frac{14.905}{0.85} = 17.535 \text{ K.}$$

B-4) DE LA TABLA ENTRANDO CON $h = 65$ Y UN VALOR CERCANO A V_s (QUE EN ESTE CASO SERÍA 17.892 K.) SE OBTIENE UNA SEPARACION DE ESTRIBOS DE $\phi 3/8"$ IGUAL A 20 CMS.

B-5) COMO SE TRATA DE VIGA RESISTENTE A SISMO NO SE PERMITE UNA SEPARACION MAYOR QUE $\frac{d}{4}$; POR TANTO SE ADOPTAN ESTRIBOS DE $\phi 3/8"$ CADA 15 CMS.





PLACAS ARMADAS EN DOS DIRECCIONES ORTOGONALES CON CARGA UNIFORME

GENERALIDADES

Las placas rectangulares con relación de luz menor a luz mayor comprendida entre 1.00 y 0.50 trabajan muy eficientemente con armadura en dos direcciones ortogonales, repartiendo la carga hacia vigas perimetrales que, individualmente, resultan de menor dimensión que las vigas de soporte de las losas armadas en una dirección. Si aquella relación es menor de 0.50, casi todo el trabajo se realiza en el sentido de la luz corta y no vale la pena armar en dos direcciones.

Constructivamente las placas armadas en dos direcciones son más complicadas que las de una dirección, pero a pesar de ello, para luces comprendidas entre 6 y 10 m pueden resultar bastante apropiadas, tanto en soluciones macizas como nervadas, especialmente estas últimas. Para luces más pequeñas pueden ser apropiadas las placas macizas armadas en dos direcciones con refuerzo constituido por malla soldada de acero. Esta solución se presta para el caso de losas macizas sobre vigas auxiliares o secundarias.

METODOS DE CALCULOS

El estudio exacto de estas placas requiere la integración de la ecuación de Lagrange:

$$\nabla^4 w = \frac{q}{EI}$$

lo cual es sumamente complicado.

Se han desarrollado diversos métodos aproximados para el cálculo de estas placas, tales como el de Marcus - Löser, el de Westergaard, el método de las líneas de falla de Johansen, etc. Aquí se presentan tablas cuyos valores han sido calculados siguiendo una variante del Método de Marcus - Löser de acuerdo con las fórmulas que aparecen más abajo.



En los valores de las solicitaciones influye la proporción de las luces y las condiciones de vinculación de los bordes de la placa, las cuales dan lugar a 9 casos de continuidad según se indica en las tablas correspondientes.

FORMULAS PARA EL CALCULO DE LOS COEFICIENTES

Coefficientes de repartición de la carga:

$$p_x = \frac{A_y \delta^4}{A_x + A_y \delta^4}$$

$$p_y = \frac{A_x}{A_x + A_y \delta^4}$$

Coefficientes de momentos en el tramo debidos a carga permanente:

$$\rho_x = B_x C_x \left(1 - 6.67 \frac{B_x C_x}{\delta^2} \right)$$

$$\rho_y = B_y C_y (1 - 6.67 B_y C_y \delta^2)$$

Coefficientes de momentos en el tramo debidos a carga variable:

Los coeficientes ρ de momentos en el tramo debidos a carga variable se obtienen promediando los valores de los coeficientes anteriores, obtenidos para el caso de continuidad considerado, con los obtenidos para la placa simplemente apoyada (caso 1 de continuidad o vinculación).


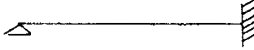

Coefficientes de momentos en los apoyos debidos a carga total:

$$\lambda_{ax} = D_x C_x$$

$$\lambda_{ay} = D_y C_y$$



Los valores de A, B y D dependen de las condiciones de vinculación en la siguiente forma:

Tipo de Vinculación	A	B	D
	5/384	1/8	0
	2/384	9/128	1/8
	1/384	1/24	1/12

VALORES DE LAS SOLICITACIONES

A partir de los coeficientes dados se pueden calcular la repartición de carga y los momentos en la placa por las siguientes expresiones:

$$q_x = p_x q$$

$$q_y = p_y q$$

$$M_{tx} = \rho q_p \ell_x^2 + \nu q_v \ell_x^2$$

$$M_{ty} = \rho q_p \ell_y^2 + \nu q_v \ell_y^2$$

$$M_{ax} = \lambda q \ell_x^2$$

$$M_{ay} = \lambda q \ell_y^2$$



TABLAS DE COEFICIENTES

Los coeficientes ρ , ν y λ se han tabulado para valores de ℓ/L comprendidos entre 1.00 y 0.50, considerando los 9 casos de vinculación o continuidad que se indican en el encabezamiento de cada tabla.

El empleo de las tablas se ilustra con algunos ejemplos.

BIBLIOGRAFIA

A. Guerrin. "Traité de Beton Armé". Tomo IV. Ed Dunod - París - 1960.

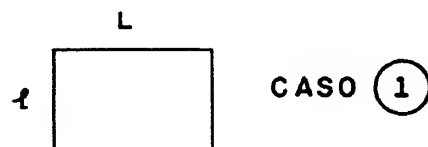
B. Löser. "Hormigón Armado". Ed El Ateneo - Buenos Aires - 1952.

S. Timoshenko. "Theory of Plates and Shells". Ed Mc Graw-Hill Book Co - New York - 1940.

H.J. Cowan y F. Wilson. "Structural Systems". Ed Van Nostrand Reinhold Co - Melbourne, Australia - 1981.



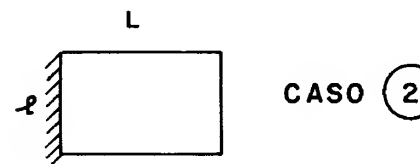
TABLA N° 7. 33



RELACION DE LUCES	COERCIENTE DE REPARTICION DE CARGAS		COEFICIENTES DE MOMENTOS EN EL TRAMO				COEFICIENTES DE MOMENTO EN APOYOS	
			POR CARGA PERMA- NENTE		POR CARGA VARIABLE			
l/L	pL	$p\ell$	ρL	$\rho\ell$	γL	$\gamma\ell$	λL	$\lambda\ell$
1.00	0.50	0.50	0.0364	0.0364	0.0364	0.0364	0.00	0.00
0.98	0.48	0.52	0.0350	0.0380	0.0350	0.0380	0.00	0.00
0.96	0.46	0.54	0.0336	0.0395	0.0336	0.0395	0.00	0.00
0.94	0.44	0.56	0.0321	0.0412	0.0321	0.0412	0.00	0.00
0.92	0.42	0.58	0.0307	0.0429	0.0307	0.0429	0.00	0.00
0.90	0.39	0.61	0.0293	0.0447	0.0293	0.0447	0.00	0.00
0.88	0.37	0.63	0.0279	0.0466	0.0279	0.0466	0.00	0.00
0.86	0.35	0.65	0.0266	0.0486	0.0266	0.0486	0.00	0.00
0.84	0.33	0.67	0.0252	0.0507	0.0252	0.0507	0.00	0.00
0.82	0.31	0.69	0.0239	0.0528	0.0239	0.0528	0.00	0.00
0.80	0.29	0.71	0.0226	0.0551	0.0226	0.0551	0.00	0.00
0.78	0.27	0.73	0.0213	0.0575	0.0213	0.0575	0.00	0.00
0.76	0.25	0.75	0.0200	0.0600	0.0200	0.0600	0.00	0.00
0.74	0.23	0.77	0.0187	0.0620	0.0187	0.0620	0.00	0.00
0.72	0.21	0.79	0.0175	0.0650	0.0175	0.0650	0.00	0.00
0.70	0.19	0.81	0.0162	0.0676	0.0162	0.0676	0.00	0.00
0.68	0.18	0.82	0.0150	0.0703	0.0150	0.0703	0.00	0.00
0.66	0.16	0.84	0.0139	0.0730	0.0139	0.0730	0.00	0.00
0.64	0.14	0.86	0.0127	0.0757	0.0127	0.0757	0.00	0.00
0.62	0.13	0.87	0.0116	0.0785	0.0116	0.0785	0.00	0.00
0.60	0.11	0.89	0.0105	0.0813	0.0105	0.0813	0.00	0.00
0.58	0.10	0.90	0.0095	0.0840	0.0095	0.0840	0.00	0.00
0.56	0.09	0.91	0.0085	0.0867	0.0085	0.0867	0.00	0.00
0.54	0.08	0.92	0.0076	0.0894	0.0076	0.0894	0.00	0.00
0.52	0.07	0.93	0.0067	0.0920	0.0067	0.0920	0.00	0.00
0.50	0.06	0.94	0.0059	0.0940	0.0059	0.0940	0.00	0.00



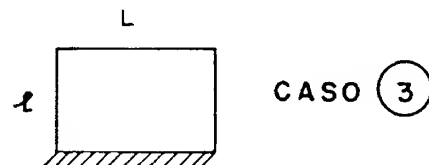
TABLA N° 7. 34



RELACION DE LUCES	COEFICIENTE DE REPARTICION DE CARGAS		COEFICIENTES DE MOMENTOS EN EL TRAMO				COEFICIENTES DE MOMENTO EN APOYOS	
			POR CARGA PERMA- NENTE		POR CARGA VARIABLE			
l/L	pL	$p\ell$	ρL	$\rho\ell$	γL	$\gamma\ell$	λL	$\lambda\ell$
1.00	0.7143	0.2857	0.0334	0.0272	0.0349	0.0318	0.0893	0.00
0.98	0.6975	0.3025	0.0323	0.0287	0.0337	0.0333	0.0872	0.00
0.96	0.6798	0.3202	0.0313	0.0302	0.0325	0.0348	0.0850	0.00
0.94	0.6612	0.3388	0.0302	0.0318	0.0312	0.0365	0.0827	0.00
0.92	0.6417	0.3583	0.0291	0.0335	0.0299	0.0382	0.0802	0.00
0.90	0.6212	0.3788	0.0280	0.0352	0.0286	0.0400	0.0777	0.00
0.88	0.6000	0.4000	0.0269	0.0371	0.0274	0.0418	0.0750	0.00
0.86	0.5776	0.4224	0.0257	0.0390	0.0262	0.0438	0.0722	0.00
0.84	0.5545	0.4455	0.0246	0.0411	0.0249	0.0459	0.0693	0.00
0.82	0.5306	0.4694	0.0235	0.0432	0.0237	0.0480	0.0663	0.00
0.80	0.5059	0.4941	0.0224	0.0455	0.0225	0.0503	0.0632	0.00
0.78	0.4806	0.5194	0.0213	0.0478	0.0213	0.0526	0.0601	0.00
0.76	0.4548	0.5452	0.0202	0.0503	0.0201	0.0551	0.0568	0.00
0.74	0.4285	0.5715	0.0191	0.0528	0.0189	0.0576	0.0536	0.00
0.72	0.4019	0.5981	0.0180	0.0554	0.0177	0.0602	0.0502	0.00
0.70	0.3751	0.6249	0.0169	0.0582	0.0166	0.0629	0.0469	0.00
0.68	0.3483	0.6517	0.0158	0.0610	0.0154	0.0656	0.0435	0.00
0.66	0.3217	0.6783	0.0148	0.0639	0.0143	0.0684	0.0402	0.00
0.64	0.2955	0.7045	0.0137	0.0669	0.0132	0.0713	0.0369	0.00
0.62	0.2698	0.7302	0.0127	0.0699	0.0122	0.0742	0.0337	0.00
0.60	0.2447	0.7553	0.0117	0.0730	0.0111	0.0771	0.0306	0.00
0.58	0.2205	0.7795	0.0107	0.0761	0.0101	0.0801	0.0276	0.00
0.56	0.1973	0.8027	0.0098	0.0793	0.0092	0.0830	0.0247	0.00
0.54	0.1753	0.8247	0.0089	0.0824	0.0082	0.0859	0.0219	0.00
0.52	0.1545	0.8455	0.0080	0.0855	0.0073	0.0888	0.0193	0.00
0.50	0.1351	0.8649	0.0071	0.0886	0.0065	0.0916	0.0169	0.00



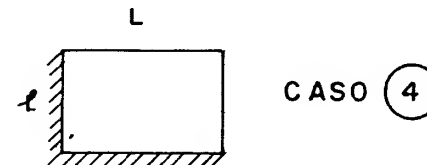
TABLA N° 7.35



RELACION DE LUCES	COEFICIENTE DE REPARTICION DE CARGAS		COEFICIENTES DE MOMENTOS EN EL TRAMO				COEFICIENTES DE MOMENTO EN APOYOS	
			POR CARGA PERMA- NENTE		POR CARGA VARIABLE			
ℓ/L	pL	$p\ell$	ρL	$\rho\ell$	γL	$\gamma\ell$	λL	$\lambda\ell$
1.00	0.2857	0.7143	0.0272	0.0334	0.0318	0.0349	0.00	0.0893
0.98	0.2695	0.7305	0.0258	0.0345	0.0304	0.0362	0.00	0.0913
0.96	0.2536	0.7464	0.0244	0.0290	0.0355	0.0375	0.00	0.0933
0.94	0.2380	0.7620	0.0231	0.0367	0.0276	0.0389	0.00	0.0953
0.92	0.2227	0.7773	0.0217	0.0378	0.0262	0.0403	0.00	0.0972
0.90	0.2079	0.7921	0.0204	0.0389	0.0249	0.0418	0.00	0.0990
0.88	0.1935	0.8065	0.0191	0.0401	0.0235	0.0433	0.00	0.1008
0.86	0.1795	0.8205	0.0179	0.0413	0.0222	0.0449	0.00	0.1026
0.84	0.1661	0.8339	0.0167	0.0424	0.0210	0.0466	0.00	0.1042
0.82	0.1532	0.8468	0.0155	0.0436	0.0197	0.0482	0.00	0.1059
0.80	0.1408	0.8592	0.0144	0.0448	0.0185	0.0501	0.00	0.1074
0.78	0.1290	0.8710	0.0133	0.0460	0.0173	0.0517	0.00	0.1089
0.76	0.1177	0.8823	0.0122	0.0472	0.0161	0.0535	0.00	0.1103
0.74	0.1071	0.8929	0.0112	0.0484	0.0150	0.0554	0.00	0.1116
0.72	0.0971	0.9029	0.0102	0.0495	0.0138	0.0573	0.00	0.1129
0.70	0.0876	0.9124	0.0093	0.0507	0.0128	0.0591	0.00	0.1140
0.68	0.0788	0.9212	0.0084	0.0518	0.0117	0.0610	0.00	0.1152
0.66	0.0705	0.9295	0.0076	0.0529	0.0107	0.0630	0.00	0.1162
0.64	0.0629	0.9371	0.0069	0.0540	0.0098	0.0649	0.00	0.1171
0.62	0.0558	0.9442	0.0061	0.0551	0.0089	0.0668	0.00	0.1180
0.60	0.0493	0.9507	0.0055	0.0561	0.0080	0.0687	0.00	0.1188
0.58	0.0433	0.9567	0.0048	0.0571	0.0072	0.0706	0.00	0.1196
0.56	0.0378	0.9622	0.0043	0.0581	0.0064	0.0724	0.00	0.1203
0.54	0.0329	0.9671	0.0037	0.0590	0.0057	0.0742	0.00	0.1209
0.52	0.0284	0.9716	0.0032	0.0599	0.0050	0.0760	0.00	0.1214
0.50	0.0244	0.9756	0.0028	0.0607	0.0044	0.0777	0.00	0.1220



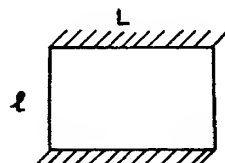
TABLA N° 7.36



RELACION DE LUCES	COERCIENTE DE REPARTICION DE CARGAS		COEFICIENTES DE MOMENTOS EN EL TRAMO				COERCIENTES DE MOMENTO EN APOYOS	
			POR CARGA PERMA- NENTE		POR CARGA VARIABLE			
ℓ/L	pL	$p\ell$	ρL	$\rho\ell$	γL	$\gamma\ell$	λL	$\lambda\ell$
1.00	0.5000	0.5000	0.0269	0.0269	0.0317	0.0317	0.0625	0.0625
0.98	0.4798	0.5202	0.0258	0.0258	0.0304	0.0330	0.0600	0.0650
0.96	0.4593	0.5407	0.0247	0.0291	0.0291	0.0343	0.0574	0.0676
0.94	0.4384	0.5616	0.0237	0.0303	0.0279	0.0357	0.0548	0.0702
0.92	0.4174	0.5826	0.0226	0.0315	0.0266	0.0372	0.0522	0.0728
0.90	0.3962	0.6038	0.0215	0.0327	0.0254	0.0387	0.0495	0.0755
0.88	0.3749	0.6251	0.0204	0.0340	0.0242	0.0403	0.0469	0.0781
0.86	0.3536	0.6464	0.0193	0.0353	0.0229	0.0419	0.0442	0.0808
0.84	0.3324	0.6676	0.0182	0.0366	0.0217	0.0435	0.0415	0.0835
0.82	0.3114	0.6886	0.0171	0.0379	0.0205	0.0454	0.0389	0.0861
0.80	0.2906	0.7094	0.0161	0.0373	0.0193	0.0472	0.0363	0.0887
0.78	0.2702	0.7298	0.0150	0.0406	0.0182	0.0490	0.0338	0.0912
0.76	0.2502	0.7498	0.0140	0.0420	0.0170	0.0509	0.0313	0.0937
0.74	0.2307	0.7693	0.0130	0.0434	0.0159	0.0529	0.0288	0.0962
0.72	0.2118	0.7882	0.0120	0.0448	0.0147	0.0549	0.0265	0.0985
0.70	0.1936	0.8064	0.0111	0.0462	0.0137	0.0569	0.0242	0.1008
0.68	0.1762	0.8238	0.0102	0.0476	0.0126	0.0589	0.0220	0.1030
0.66	0.1595	0.8405	0.0093	0.0489	0.0116	0.0610	0.0199	0.1051
0.64	0.1437	0.8563	0.0084	0.0503	0.0106	0.0630	0.0180	0.1070
0.62	0.1287	0.8713	0.0076	0.0516	0.0096	0.0651	0.0161	0.1089
0.60	0.1147	0.8853	0.0069	0.0529	0.0087	0.0671	0.0143	0.1107
0.58	0.1017	0.8983	0.0061	0.0542	0.0073	0.0691	0.0127	0.1123
0.56	0.0895	0.9105	0.0055	0.0554	0.0070	0.0711	0.0112	0.1138
0.54	0.0784	0.9216	0.0048	0.0566	0.0062	0.0730	0.0098	0.1152
0.52	0.0681	0.9319	0.0042	0.0578	0.0055	0.0749	0.0085	0.1165
0.50	0.0588	0.9412	0.0037	0.0589	0.0048	0.0767	0.0074	0.1176



TABLA N° 7.37

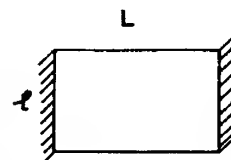


CASO 5

RELACION DE LUCES	COEFICIENTE DE REPARTICION DE CARGAS		COEFICIENTES DE MOMENTOS EN EL TRAMO				COEFICIENTES DE MOMENTO EN APOYOS	
			POR CARGA PERMA- NENTE		POR CARGA VARIABLE			
l/L	pL	pl	pL	pe	pL	pe	λL	λl
1.00	0.1667	0.8333	0.0179	0.0267	0.0272	0.0316	0.00	0.0694
0.98	0.1557	0.8443	0.0168	0.0273	0.0259	0.0326	0.00	0.0703
0.96	0.1452	0.8543	0.0158	0.0278	0.0247	0.0337	0.00	0.0712
0.94	0.1351	0.8649	0.0147	0.0284	0.0234	0.0348	0.00	0.0720
0.92	0.1253	0.8747	0.0137	0.0222	0.0290	0.0359	0.00	0.0729
0.90	0.1160	0.8840	0.0128	0.0295	0.0210	0.0371	0.00	0.0736
0.88	0.1071	0.8929	0.0118	0.0301	0.0199	0.0383	0.00	0.0744
0.86	0.0986	0.9014	0.0110	0.0306	0.0188	0.0396	0.00	0.0751
0.84	0.0906	0.9094	0.0101	0.0312	0.0177	0.0409	0.00	0.0758
0.82	0.0829	0.9171	0.0093	0.0317	0.0166	0.0423	0.00	0.0764
0.80	0.0757	0.9243	0.0085	0.0322	0.0156	0.0437	0.00	0.0770
0.78	0.0689	0.9311	0.0078	0.0327	0.0145	0.0451	0.00	0.0776
0.76	0.0626	0.9374	0.0071	0.0332	0.0135	0.0465	0.00	0.0781
0.74	0.0566	0.9434	0.0065	0.0337	0.0126	0.0480	0.00	0.0786
0.72	0.0510	0.9490	0.0059	0.0342	0.0117	0.0496	0.00	0.0791
0.70	0.0458	0.9542	0.0053	0.0346	0.0108	0.0511	0.00	0.0795
0.68	0.0410	0.9590	0.0047	0.0351	0.0099	0.0527	0.00	0.0799
0.66	0.0366	0.9634	0.0043	0.0355	0.0091	0.0542	0.00	0.0803
0.64	0.0325	0.9675	0.0038	0.0359	0.0082	0.0558	0.00	0.0806
0.62	0.0287	0.9713	0.0034	0.0363	0.0075	0.0574	0.00	0.0809
0.60	0.0253	0.9747	0.0030	0.0367	0.0068	0.0590	0.00	0.0812
0.58	0.0221	0.9779	0.0026	0.0370	0.0061	0.0605	0.00	0.0815
0.56	0.0193	0.9807	0.0023	0.0374	0.00540	0.0621	0.00	0.0817
0.54	0.0167	0.9833	0.0020	0.0377	0.0048	0.0636	0.00	0.0819
0.52	0.0144	0.9856	0.0017	0.0381	0.0042	0.0650	0.00	0.0821
0.50	0.0123	0.9877	0.0015	0.0384	0.0037	0.0665	0.00	0.0823



TABLA N° 7.38

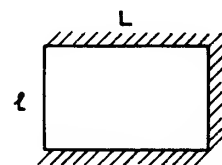


CASO 6

RELACION DE LUCES	COEFICIENTE DE REPARTICION DE CARGAS		COEFICIENTES DE MOMENTOS EN EL TRAMO				COEFICIENTES DE MOMENTO EN APOYOS	
			POR CARGA PERMA- NENTE		POR CARGA VARIABLE			
l/L	pL	$p\ell$	pL	$p\ell$	γL	$\gamma \ell$	λL	$\lambda \ell$
1.00	0.8333	0.1667	0.0267	0.0179	0.0316	0.0272	0.0694	0.00
0.98	0.8218	0.1782	0.0261	0.0191	0.0306	0.0285	0.0685	0.00
0.96	0.8094	0.1906	0.0255	0.0203	0.0295	0.0299	0.0674	0.00
0.94	0.7961	0.2039	0.0249	0.0217	0.0285	0.0314	0.0663	0.00
0.92	0.7818	0.2182	0.0242	0.0231	0.0275	0.0330	0.0651	0.00
0.90	0.7664	0.2336	0.0235	0.0246	0.0264	0.0346	0.0638	0.00
0.88	0.7499	0.2501	0.0228	0.0262	0.0254	0.0364	0.0625	0.00
0.86	0.7323	0.2677	0.0221	0.0279	0.0244	0.0383	0.0610	0.00
0.84	0.7134	0.2866	0.0214	0.0298	0.0233	0.0402	0.0594	0.00
0.82	0.6933	0.3067	0.0206	0.0317	0.0223	0.0423	0.0578	0.00
0.80	0.6719	0.3281	0.0198	0.0338	0.0212	0.0445	0.0560	0.00
0.78	0.6492	0.3508	0.0190	0.0360	0.0202	0.0468	0.0541	0.00
0.76	0.6252	0.3748	0.0182	0.0384	0.0191	0.0491	0.0521	0.00
0.74	0.6000	0.4000	0.0174	0.0409	0.0181	0.0516	0.0500	0.00
0.72	0.5733	0.4267	0.0166	0.0435	0.0170	0.0542	0.0478	0.00
0.70	0.5456	0.4544	0.0157	0.0463	0.0160	0.0569	0.0454	0.00
0.68	0.5167	0.4833	0.0148	0.0492	0.0149	0.0597	0.0430	0.00
0.66	0.4868	0.5132	0.0140	0.0522	0.0139	0.0626	0.0406	0.00
0.64	0.4562	0.5438	0.0131	0.0554	0.0129	0.0655	0.0380	0.00
0.62	0.4249	0.5751	0.0123	0.0586	0.0119	0.0686	0.0354	0.00
0.60	0.3932	0.6068	0.0114	0.0620	0.0110	0.0716	0.0328	0.00
0.58	0.3614	0.6386	0.0106	0.0655	0.0100	0.0748	0.0301	0.00
0.56	0.3296	0.6704	0.0097	0.0691	0.0091	0.0779	0.0275	0.00
0.54	0.2983	0.7017	0.0089	0.0727	0.0083	0.0811	0.0249	0.00
0.52	0.2677	0.7323	0.0081	0.0764	0.0074	0.0842	0.0223	0.00
0.50	0.2381	0.7619	0.0073	0.0801	0.0066	0.0873	0.0198	0.00



TABLA N° 7.39

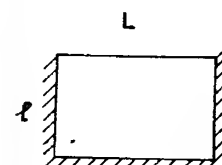


CASO ⑦

RELACION DE LUCES	COEFICIENTE DE REPARTICION DE CARGAS		COEFICIENTES DE MOMENTOS EN EL TRAMO				COEFICIENTES DE MOMENTO EN APOYOS	
			POR CARGA PERMANENTE		POR CARGA VARIABLE			
l/L	pL	$p\ell$	ρL	$\rho\ell$	γL	$\gamma\ell$	λL	$\lambda\ell$
1.00	0.3330	0.6667	0.0198	0.0226	0.0281	0.0295	0.0417	0.0555
0.98	0.3156	0.6844	0.0188	0.0233	0.0269	0.0306	0.0395	0.0570
0.96	0.2981	0.7019	0.0178	0.0240	0.0257	0.0318	0.0373	0.0585
0.94	0.2808	0.7192	0.0168	0.0247	0.0245	0.0329	0.0351	0.0599
0.92	0.2637	0.7363	0.0158	0.0254	0.0233	0.0341	0.0330	0.0613
0.90	0.2470	0.7530	0.0149	0.0261	0.0221	0.0354	0.0309	0.0627
0.88	0.2307	0.7693	0.0140	0.0268	0.0209	0.0367	0.0288	0.0641
0.86	0.2148	0.7852	0.0130	0.0275	0.0198	0.0380	0.0268	0.0654
0.84	0.1993	0.8007	0.0122	0.0281	0.0187	0.0394	0.0249	0.0667
0.82	0.1844	0.8156	0.0113	0.0288	0.0176	0.0408	0.0230	0.0679
0.80	0.1700	0.8300	0.0105	0.0295	0.0165	0.0423	0.0212	0.0691
0.78	0.1562	0.8438	0.0099	0.0302	0.0155	0.0438	0.0195	0.0703
0.76	0.1430	0.8570	0.0089	0.0308	0.0144	0.0454	0.0179	0.0714
0.74	0.1304	0.8696	0.0081	0.0315	0.0134	0.0469	0.0163	0.0724
0.72	0.1185	0.8815	0.0074	0.0321	0.0124	0.0485	0.0148	0.0734
0.70	0.1072	0.8928	0.0068	0.0327	0.0115	0.0501	0.0134	0.0744
0.68	0.0966	0.9034	0.0061	0.0333	0.0106	0.0518	0.0121	0.0753
0.66	0.0867	0.9133	0.0055	0.0339	0.0097	0.0534	0.0108	0.0761
0.64	0.0774	0.9226	0.0050	0.0344	0.0088	0.0551	0.0097	0.0769
0.62	0.0688	0.9312	0.0044	0.0350	0.0080	0.0567	0.0086	0.0776
0.60	0.0609	0.9391	0.0039	0.0355	0.0072	0.0584	0.0076	0.0782
0.58	0.0536	0.9464	0.0035	0.0360	0.0065	0.0600	0.0067	0.0788
0.56	0.0469	0.9531	0.0031	0.0364	0.0058	0.0616	0.0059	0.0794
0.54	0.0408	0.9592	0.0027	0.0369	0.0051	0.0631	0.0051	0.0799
0.52	0.0353	0.9647	0.0023	0.0373	0.0045	0.0647	0.0044	0.0804
0.50	0.0303	0.9697	0.0020	0.0377	0.0040	0.0661	0.0038	0.4800



TABLA N° 7.40

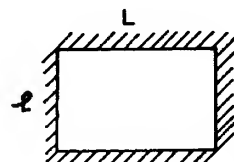


CASO ⑧

RELACION DE LUCES	COEFICIENTE DE REPARTICION DE CARGAS		COEFICIENTES DE MOMENTOS EN EL TRAMO				COEFICIENTES DE MOMENTO EN APOYOS	
			POR CARGA PERMA- NENTE		POR CARGA VARIABLE			
l/L	pL	$p\ell$	ρL	$\rho\ell$	γL	$\gamma\ell$	λL	$\lambda\ell$
1.00	0.6670	0.3330	0.0226	0.0198	0.0295	0.0281	0.0555	0.0417
0.98	0.6485	0.3515	0.0220	0.0208	0.0285	0.0294	0.0540	0.0439
0.96	0.6295	0.3705	0.0213	0.0219	0.0274	0.0307	0.0524	0.0463
0.94	0.6096	0.3904	0.0205	0.0230	0.0263	0.0321	0.0508	0.0488
0.92	0.5889	0.4111	0.0198	0.0242	0.0253	0.0335	0.0491	0.0514
0.90	0.5675	0.4325	0.0191	0.0254	0.0242	0.0351	0.0473	0.0541
0.88	0.5453	0.4547	0.0183	0.0267	0.0231	0.0366	0.0454	0.0568
0.86	0.5224	0.4776	0.0175	0.0280	0.0220	0.0383	0.0435	0.0597
0.84	0.4989	0.5011	0.0167	0.0294	0.0210	0.0400	0.0416	0.0626
0.82	0.4749	0.5251	0.0159	0.0308	0.0199	0.0418	0.0396	0.0656
0.80	0.4503	0.5497	0.0151	0.0323	0.0188	0.0437	0.0375	0.0687
0.78	0.4254	0.5746	0.0143	0.0338	0.0178	0.0456	0.0354	0.0718
0.76	0.4002	0.5998	0.0135	0.0353	0.0167	0.0476	0.0333	0.0750
0.74	0.3749	0.6251	0.0127	0.0369	0.0157	0.0496	0.0312	0.0781
0.72	0.3496	0.6504	0.0118	0.0385	0.0147	0.0517	0.0291	0.0813
0.70	0.3244	0.6756	0.0110	0.0401	0.0136	0.0539	0.0270	0.0844
0.68	0.2995	0.7005	0.0102	0.0418	0.0126	0.0560	0.0250	0.0876
0.66	0.2751	0.7249	0.0095	0.0434	0.0117	0.0582	0.0229	0.0906
0.64	0.2512	0.7488	0.0087	0.0451	0.0107	0.0604	0.0209	0.0936
0.62	0.2281	0.7719	0.0079	0.0467	0.0098	0.0626	0.0190	0.0965
0.60	0.2058	0.7942	0.0072	0.0483	0.0089	0.0648	0.0171	0.0993
0.58	0.1846	0.8154	0.0065	0.0500	0.0080	0.0670	0.0154	0.1019
0.56	0.1644	0.8356	0.0059	0.0515	0.0072	0.0691	0.0137	0.1045
0.54	0.1453	0.8547	0.0052	0.0531	0.0064	0.0712	0.0121	0.1068
0.52	0.1276	0.8724	0.0046	0.0545	0.0057	0.0733	0.0106	0.1091
0.50	0.1111	0.8889	0.0041	0.0560	0.0050	0.0753	0.0093	0.1111

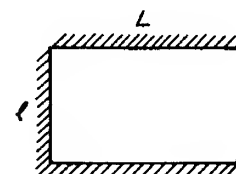


TABLA N° 7. 41



CASO (9)

RELACION DE LUCES	COEFICIENTE DE REPARTICION DE CARGAS		COEFICIENTES DE MOMENTOS EN EL TRAMO				COEFICIENTES DE MOMENTO EN APOYOS	
			POR CARGA PERMA- NENTE		POR CARGA VARIABLE			
l/L	pL	$p\ell$	ρL	$\rho\ell$	γL	$\gamma\ell$	λL	$\lambda\ell$
1.00	0.5000	0.5000	0.0180	0.0180	0.0272	0.0272	0.0417	0.0417
0.98	0.4798	0.5202	0.0172	0.0187	0.0261	0.0283	0.0400	0.0433
0.96	0.4593	0.5407	0.0165	0.0194	0.0250	0.0295	0.0383	0.0450
0.94	0.4384	0.5616	0.0158	0.0202	0.0239	0.0307	0.0365	0.0468
0.92	0.4174	0.5826	0.0150	0.0210	0.0229	0.0319	0.0348	0.0485
0.90	0.3962	0.6038	0.0143	0.0218	0.0218	0.0332	0.0330	0.0503
0.88	0.3749	0.6251	0.0135	0.0226	0.0207	0.0346	0.0312	0.0521
0.86	0.3536	0.6464	0.0128	0.0234	0.0197	0.0360	0.0295	0.0538
0.84	0.3324	0.6676	0.0120	0.0242	0.0186	0.0374	0.0277	0.0556
0.82	0.3114	0.6886	0.0113	0.0250	0.0176	0.0389	0.0259	0.0574
0.80	0.2906	0.7094	0.0106	0.0258	0.0166	0.0405	0.0242	0.0591
0.78	0.2702	0.7298	0.0099	0.0267	0.0156	0.0421	0.0225	0.0608
0.76	0.2502	0.7498	0.0092	0.0275	0.0146	0.0437	0.0208	0.0625
0.74	0.2307	0.7693	0.0085	0.0283	0.0136	0.0454	0.0192	0.0641
0.72	0.2118	0.7882	0.0078	0.0291	0.0126	0.0470	0.0176	0.0657
0.70	0.1936	0.8064	0.0072	0.0299	0.0117	0.0483	0.0161	0.0672
0.68	0.1762	0.8238	0.0066	0.0307	0.0108	0.0505	0.0147	0.0686
0.66	0.1595	0.8405	0.0060	0.0315	0.0099	0.0522	0.0133	0.0700
0.64	0.1437	0.8563	0.0054	0.0322	0.0091	0.0540	0.0120	0.0713
0.62	0.1287	0.8713	0.0049	0.0329	0.0082	0.0557	0.0107	0.0726
0.60	0.1147	0.8853	0.0044	0.0336	0.0074	0.0574	0.0096	0.0737
0.58	0.1017	0.8983	0.0039	0.0343	0.0067	0.0592	0.0085	0.0748
0.56	0.0895	0.9105	0.0034	0.0350	0.0060	0.0608	0.0075	0.0758
0.54	0.0784	0.9216	0.0030	0.0356	0.0053	0.0625	0.0065	0.0768
0.52	0.0681	0.9319	0.0026	0.0361	0.0047	0.0641	0.0057	0.0776
0.50	0.0588	0.9412	0.0023	0.0367	0.0041	0.0656	0.0049	0.0784

LOSAS ARMADAS EN DOS DIRECCIONES

DATOS:

$l = 4.00 \text{ mts.}$

$L = 5.00 \text{ mts.}$

$w_p = 800 \text{ K/m}^2$

$w_v = 200 \text{ K/m}^2$

$w_t = 1000 \text{ K/m}^2$

DETERMINAR:

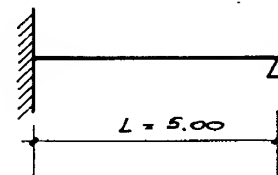
MOMENTOS EN EL TRAMO Y MOMENTOS EN EL APOYO

- 1 - SE CALCULA LA RELACION l/L Y SE IDENTIFICA EL CASO DE CONTINUIDAD DE ACUERDO CON LAS TABLAS

CASO DE CONTINUIDAD (9)

- 2 - SE OBTIENEN LOS COEFICIENTES EN LA TABLA (9) PARA EL VALOR DE $l/L = 0.80$ Y SE CALCULAN LOS VALORES DE LOS MOMENTOS SEGUN LAS FORMULAS INDICADAS EN EL TEXTO.

SENTIDO LARGO:

PARA $l/L = 0.80$

$\lambda L = 0.0268$

$M_{\text{apoyo}} = \gamma L \times w_t \times L^2 = 0.0268 \times 1000 \times 5^2 = 670 \text{ K.m.}$

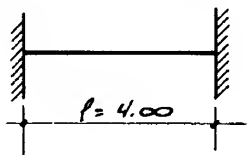
**MOMENTO EN EL TRAMO :**

$$M_{TRAMO} = \rho L \times w_p \times L^2 + \gamma L \times w_v \times L^2$$

$$\rho L = 0.0105$$

$$\gamma L = 0.0165$$

$$M_{TRAMO} = 0.0105 \times 800 \times 3^2 + 0.0165 \times 200 \times 3^2 = 292.5 \text{ K-mt.}$$

SENTIDO CORTO :**MOMENTO EN EL APOYO :**

$$M_{APOYO} = 2 \ell \times w_t \times \ell^2 = 0.0634 \times 200 \times 4^2 = 209.28 \text{ K-mt.}$$

$$2\ell = 0.0634$$

MOMENTO EN EL TRAMO :

$$M_{TRAMO} = \rho \ell \times w_p \times \ell^2 + \gamma \ell \times w_v \times \ell^2$$

$$\rho \ell = 0.0295$$

$$\gamma \ell = 0.0380$$

$$M_{TRAMO} = 0.0295 \times 800 \times 4^2 + 0.0380 \times 200 \times 4^2 = 499.20 \text{ K-mt.}$$

**ASPECTOS GENERALES**

Este tipo de placas se presenta principalmente en el caso de estructuras con voladizos a lo largo de cuyo extremo se presenta un borde libre de la placa.

En las tablas se dan valores para el cálculo de los momentos producidos en diversas secciones por una carga uniformemente repartida.

FÓRMULAS PARA EL CÁLCULO

Se dan coeficientes para calcular los momentos aplicándose las siguientes expresiones:

Momentos en Tramos:

$$M_x = m_x q \ell_y^2$$

$$M_y = m_y q \ell_y^2$$

Momentos en Apoyos:

$$M_x = m_x q \ell_x^2$$

$$M_y = m_y q \ell_x^2$$

Se consideran cuatro casos de vinculación, a saber:

Caso 1 : Apoyo simple en 3 lados y un borde libre.

Caso 2 : Dos bordes con apoyo simple, un borde empotrado y un borde libre.

Caso 3 : Un borde con apoyo simple, dos bordes empotrados y un borde libre.

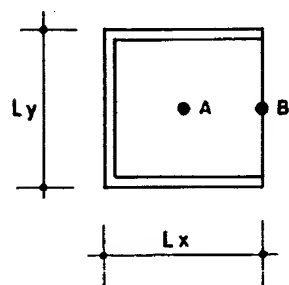
Caso 4 : Tres bordes empotrados y un borde libre.



TABLA N° 7.42

①

CALCULO DE MOMENTOS CARGA UNIFORME



$$M_{AX} = m_{AX} \omega L_y^2$$

$$M_{AY} = m_{AY} \omega L_y^2$$

$$M_{BY} = m_{BY} \omega L_y^2$$

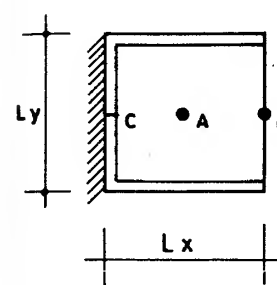
$\frac{L_x}{L_y}$	m_{AX}	m_{AY}	m_{BY}
0.30	0.0082	0.0131	0.0256
0.40	0.0126	0.0220	0.0415
0.50	0.0161	0.0317	0.0575
0.60	0.0184	0.0413	0.0724
0.70	0.0198	0.0505	0.0848
0.80	0.0207	0.0580	0.0922
0.90	0.0202	0.0669	0.1037
1.00	0.0195	0.0735	0.1108
1.20	0.0179	0.0856	0.1201
1.50	0.0142	0.0971	0.1264
2.00	0.0088	0.1101	0.1316



TABLA N° 7.43

②

CALCULO DE MOMENTOS CARGA UNIFORME



$$M_{AX} = m_{AX} \omega L_y^2$$

$$M_{AY} = m_{AY} \omega L_y^2$$

$$M_{BY} = m_{BY} \omega L_y^2$$

$$M_{CX} = m_{CX} \omega L_x^2$$

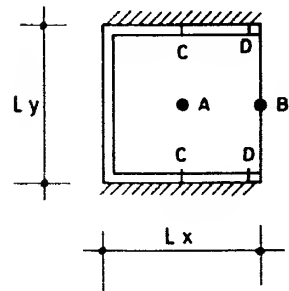
$\frac{L_x}{L_y}$	m_{AX}	m_{AY}	m_{BY}	m_{CX}
0.30	-0.0069	0.0017	0.0056	-0.4308
0.40	-0.0056	0.0056	0.0153	-0.3687
0.50	-0.0031	0.0111	0.0288	-0.3091
0.60	0.0011	0.0182	0.0436	-0.2513
0.70	0.0053	0.0261	0.0594	-0.2066
0.80	0.0090	0.0353	0.0736	-0.1702
0.90	0.0120	0.0436	0.0858	-0.1416
1.00	0.0144	0.0514	0.0955	-0.1182
1.20	0.0171	0.0654	0.1098	-0.0845
1.50	0.0164	0.0825	0.1229	-0.0548
2.00	0.0119	0.1013	0.1308	-0.0312



TABLA N° 7.44

③

CALCULO DE MOMENTOS CARGA UNIFORME



$$M_{AX} = m_{AX} \omega L_y^2$$

$$M_{AY} = m_{AY} \omega L_y^2$$

$$M_{BY} = m_{BY} \omega L_y^2$$

$$M_{CY} = m_{CY} \omega L_x^2$$

$$M_{DY} = m_{DY} \omega L_x^2$$

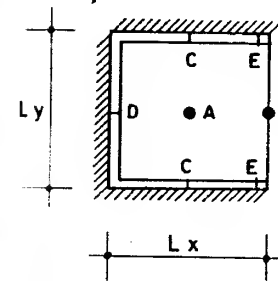
$\frac{L_x}{L_y}$	m_{AX}	m_{AY}	m_{BY}	m_{CY}	m_{DY}
0.30	0.0077	0.0117	0.0230	-0.0693	-0.0693
0.40	0.0090	0.0171	0.0307	-0.0782	-0.0782
0.50	0.0098	0.0217	0.0361	-0.0846	-0.0846
0.60	0.0104	0.0251	0.0403	-0.0852	-0.0852
0.70	0.0103	0.0284	0.0426	-0.0854	-0.0854
0.80	0.0096	0.0315	0.0438	-0.0853	-0.0853
0.90	0.0086	0.0336	0.0442	-0.0850	-0.0850
1.00	0.0073	0.0351	0.0445	-0.0848	-0.0848
1.20	0.0055	0.0378	0.0447	-0.0846	-0.0846
1.50	0.0033	0.0403	0.0449	-0.0845	-0.0845
2.00	0.0011	0.0415	0.0450	-0.0845	-0.0845



TABLA N° 7.45

④

CALCULO DE MOMENTOS CARGA UNIFORME



$$M_{AX} = m_{AX} \omega L_y^2$$

$$M_{AY} = m_{AY} \omega L_y^2$$

$$M_{BY} = m_{BY} \omega L_y^2$$

$$M_{CY} = m_{CY} \omega L_x^2$$

$$M_{DX} = m_{DX} \omega L_x^2$$

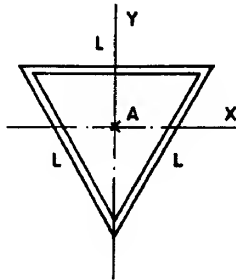
$$M_{EY} = m_{EY} \omega L_x^2$$

$\frac{L_x}{L_y}$	m_{AX}	m_{AY}	m_{BY}	m_{CY}	m_{DX}	m_{EY}
0.30	-0.0048	0.0026	0.0078	-0.0131	-0.3833	-0.0333
0.40	-0.0014	0.0070	0.0173	-0.0242	-0.2783	-0.0545
0.50	0.0015	0.0118	0.0268	-0.0335	-0.2004	-0.0709
0.60	0.0044	0.0170	0.0333	-0.0416	-0.1476	-0.0798
0.70	0.0062	0.0208	0.0384	-0.0493	-0.1106	-0.0837
0.80	0.0076	0.0236	0.0413	-0.0561	-0.0865	-0.0848
0.90	0.0087	0.0257	0.0426	-0.0616	-0.0691	-0.0850
1.00	0.0084	0.0275	0.0435	-0.0664	-0.0559	-0.0851
1.20	0.0077	0.0316	0.0443	-0.0734	-0.0387	-0.0848
1.50	0.0052	0.0362	0.0449	-0.0793	-0.0248	-0.0846
2.00	0.0025	0.0402	0.0450	-0.0830	-0.0139	-0.0845



TABLA N° 7.46

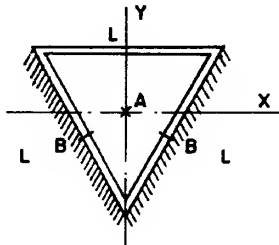
1 CALCULO DE MOMENTOS CARGA UNIFORME



$$M_{AX} = 0.0180 w L^2$$

$$M_{AY} = 0.0156 w L^2$$

2

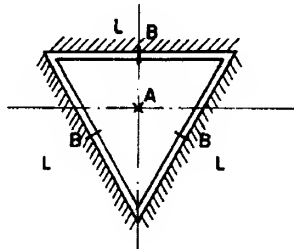


$$M_{AX} = 0.0093 w L^2$$

$$M_{AY} = 0.0098 w L^2$$

$$M_B = -0.0218 w L^2 \text{ (REFUERZO PERPENDICULAR AL BORDE)}$$

3

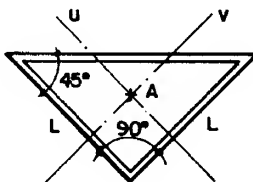


$$M_{AX} = 0.0081 w L^2$$

$$M_{AY} = 0.0078 w L^2$$

$$M_B = -0.0180 w L^2 \text{ (REFUERZO PERPENDICULAR AL BORDE)}$$

4



$$M_{Au} = M_{Av} = 0.0139 w L^2$$



ASPECTOS GENERALES

Las placas circulares y anulares se emplean principalmente en estanques, marquesinas, silos, fundaciones de máquinas, etc.. En las páginas siguientes se dan coeficientes numéricos que facilitan el cálculo de las solicitaciones en dichas placas para diversas condiciones de borde y para distintos casos de carga.

Con esos coeficientes dados se pueden calcular los momentos radiales, los momentos tangenciales y las fuerzas cortantes en puntos de la placa indicados en los respectivos gráficos.

HIPOTESIS Y METODOS DE CALCULO

Para la determinación de los coeficientes se ha seguido el método de Worsch y se ha usado un valor de 1/6 para el coeficiente de Poisson. Las expresiones matemáticas requeridas para el cálculo de esos coeficientes se indican en las páginas que siguen a las tablas.

NOTACION

Se emplea la siguiente notación:

R = radio de la losa

$C_1, C_2, C_3, C_4, C_5, C_6$ = coeficientes para el cálculo de las solicitaciones. Sus valores se indican en las páginas correspondientes.

M_R = momento radial

M_T = momento tangencial

V = fuerza cortante

P = carga puntual (kilos). Para el cálculo se ha supuesto que se aplica sobre un área de: $0.10 R$

w = carga repartida

p = carga repartida a lo largo de una circunferencia.



BIBLIOGRAFIA

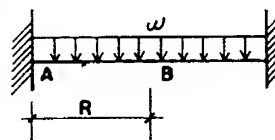
1. "Beton - Kalender 1952".
Ed: Wilhelm Ernst und Sohn - Berlín 1952.
2. S. Timoshenko
"Theory of Plates and Shells".
Ed: Mc Graw-Hill Book Company - New York- 1940.
3. Odone Belluzzi
"Scienza Delle Costruzioni".
Ed: Nicola Zanichelli - Bologna - 1952.
4. "Losas Circulares con Carga Excéntrica y Apoyos Centrales Simétricos".
María Magdalena Crespo
Henrique Gómez Escobar
María Cristina Maldonado
UCV - Tesis de Grado
Caracas - 1955 (Multigrafiado).



TABLA N° 7.47

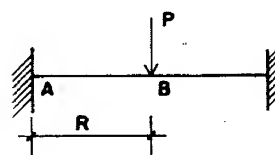
LOSAS CIRCULARES CON BORDE EMPOTRADO

① CARGA UNIFORME



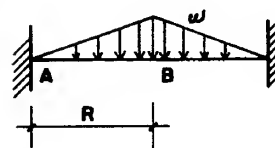
$$\begin{aligned}
 M_{RA} &= -0,040 \pi w R^2 & M_{RB} &= 0,023 \pi w R^2 \\
 M_{TA} &= -0,007 \pi w R^2 & M_{TB} &= 0,023 \pi w R^2 \\
 V_A &= 0,159 \pi w R & V_B &= 0
 \end{aligned}$$

② CARGA PUNTUAL EN EL CENTRO



$$\begin{aligned}
 M_{RA} &= -0,080 P & M_{RB} &= 0,278 P \\
 M_{TA} &= -0,013 P & M_{TB} &= 0,278 P \\
 V_A &= 0,159 P/R & V_B &= 3,183 P/R
 \end{aligned}$$

③ CARGA TRIANGULAR



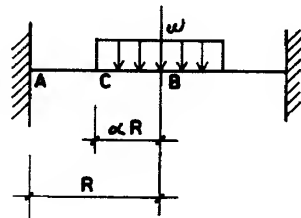
$$\begin{aligned}
 M_{RA} &= -0,019 \pi w R^2 & M_{RB} &= 0,015 \pi w R^2 \\
 M_{TA} &= -0,003 \pi w R^2 & M_{TB} &= 0,015 \pi w R^2 \\
 V_A &= 0,053 \pi w R & V_B &= 0
 \end{aligned}$$



TABLA N° 7.48

④

CARGA UNIFORME PARCIAL



$$\begin{aligned}
 M_{RA} &= -C_1 w R^2 & M_{RB} &= C_2 w R^2 \\
 M_{TA} &= -C_3 w R^2 & M_{TB} &= C_4 w R^2 \\
 V_A &= C_5 w R & V_B &= 0 & V_C &= C_6 w R
 \end{aligned}$$

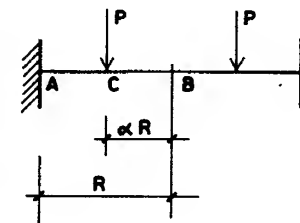
α	0,10	0,20	0,30	0,40	0,50	0,60	0,70	0,80	0,90
C 1	0,0025	0,0090	0,0215	0,0368	0,0547	0,0738	0,0925	0,1088	0,1205
C 2 = C 4	0,0067	0,0189	0,0322	0,0446	0,0551	0,0631	0,0685	0,0715	0,0727
C 3	0,0004	0,0015	0,0036	0,0061	0,0091	0,0123	0,0154	0,0181	0,0201
C 5	0,0050	0,0200	0,0450	0,0800	0,1250	0,1800	0,2450	0,3200	0,4050
C 6	0,0500	0,1000	0,1500	0,2000	0,2500	0,3000	0,3500	0,4000	0,4500



TABLA N° 7.49

⑤

CARGA A LO LARGO DE UNA CIRCUNFERENCIA



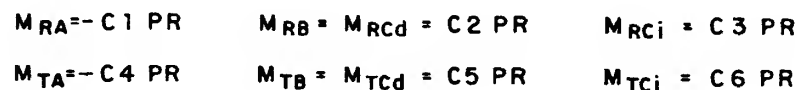
$$\begin{aligned}
 M_{RA} &= -C_1 P R & M_{RB} &= M_{RC} = C_2 P R \\
 M_{TA} &= -C_3 P R & M_{TB} &= M_{TC} = C_4 P R \\
 V_A &= \alpha P & V_B &= 0 & V_C &= P
 \end{aligned}$$

α	0,10	0,20	0,30	0,40	0,50	0,60	0,70	0,80	0,90
C 1	0,0500	0,0960	0,1370	0,1680	0,1880	0,1920	0,1790	0,1440	0,0860
C 2 = C 4	0,1050	0,1320	0,1310	0,1160	0,0930	0,0670	0,0310	0,0200	0,0050
C 3	0,0830	0,0800	0,0760	0,0700	0,0630	0,0530	0,0430	0,0300	0,0160



TABLA Nº 7.50

⑥ MOMENTOS CIRCUNFERENCIALES



α	0,10	0,20	0,30	0,40	0,50	0,60	0,70	0,80	0,90
C 1	0,0100	0,0400	0,0900	0,1600	0,2500	0,3600	0,4900	0,6400	0,8100
C 2 = C 5	0,5810	0,5600	0,5310	0,4900	0,4380	0,3730	0,2980	0,2100	0,1110
C 3	0,4230	0,4400	0,4690	0,5100	0,5630	0,6270	0,7030	0,7900	0,8890
C 4	0,0010	0,0070	0,0150	0,0270	0,0420	0,0600	0,0820	0,1070	0,1350
C 6	-0,4110	-0,3930	-0,3640	-0,3230	-0,2710	-0,2070	-0,1310	-0,0430	0,0360



COEFICIENTES C

NOTA: EN LOS CALCULOS DE C
SE HA TOMADO PARA LA
RELACION DE POISSON
EL VALOR : $\mu = 1/6$

CASO ④

$$C1 = -\frac{\alpha^2}{8}(\alpha^2 - 2)$$

$$C_2 = C_4 = -\frac{7}{96} \alpha^2 (\alpha^2 - 4 \ln. \alpha)$$

$$C_3 = \frac{\alpha^2}{48} (\alpha^2 - 2)$$

$$C_5 = \frac{\alpha^2}{2} \quad C_6 = \frac{\alpha}{2}$$

CASO (5)

$$C1 = \frac{\alpha}{2} (1 - \alpha^2)$$

$$C_2 = C_4 = -\frac{7}{24} \alpha (1 - \alpha^2 + 2 \ln. \alpha).$$

$$C3 = \frac{1 - \alpha^2}{12}$$

CASO ⑥

$$C_1 = \alpha^2$$

$$C_2 = C_5 = \frac{7}{12} (1 - \alpha^2)$$

$$C_3 = \frac{7\alpha^2 + 5}{12}$$

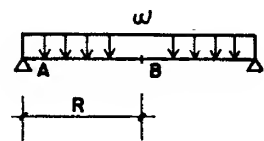
$$C_4 = \frac{\alpha^2}{6}$$

$$C_6 = \frac{7\alpha^2 - 5}{12}$$



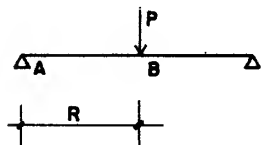
TABLA N° 7.51

7 LOSAS CIRCULARES CON BORDE SIMPLEMENTE APOYADO
CARGA UNIFORME



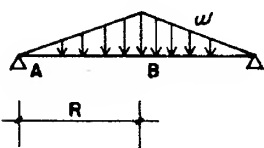
$$\begin{aligned} M_{RA} &= 0 & M_{RB} &= 0,063\pi w R^2 \\ M_{TA} &= 0,033\pi w R^2 & M_{TB} &= 0,063\pi w R^2 \\ V_A &= 0,159\pi w R & V_B &= 0 \end{aligned}$$

8 CARGA PUNTUAL EN EL CENTRO



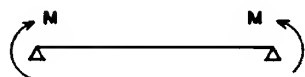
$$\begin{aligned} M_{RA} &= 0 & M_{RB} &= 0,358 P \\ M_{TA} &= 0,066 P & M_{TB} &= 0,358 P \\ V_A &= 0,159 P/R & V_B &= 3,183 P/R \end{aligned}$$

9 CARGA TRIANGULAR



$$\begin{aligned} M_{RA} &= 0 & M_{RB} &= 0,034\pi w R^2 \\ M_{TA} &= 0,015\pi w R^2 & M_{TB} &= 0,034\pi w R^2 \\ V_A &= 0,053\pi w R & V_B &= 0 \end{aligned}$$

10 MOMENTO APLICADO EN APOYOS



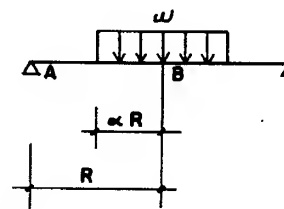
$$M_R = M_T = M$$

EN TODA LA LOSA



TABLA N° 7.52

11 CARGA UNIFORME PARCIAL



$$\begin{aligned} M_{RA} &= 0 & M_{RB} &= C1 w R^2 \\ M_{TA} &= C2 w R^2 & M_{TB} &= C3 w R^2 \\ V_A &= C4 w R & V_B &= 0 & V_C &= C5 w R \end{aligned}$$

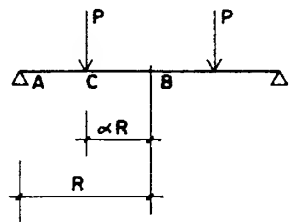
α	0,10	0,20	0,30	0,40	0,50	0,60	0,70	0,80	0,90
$C1 = C3$	0,0092	0,0287	0,0537	0,0814	0,1098	0,1369	0,1610	0,1803	0,1932
$C2$	0,0021	0,0082	0,0179	0,0307	0,0456	0,0615	0,0771	0,0907	0,1004
$C4$	0,0050	0,0200	0,0450	0,0800	0,1250	0,1800	0,2450	0,3200	0,4050
$C5$	0,0500	0,1000	0,1500	0,2000	0,2500	0,3000	0,3500	0,4000	0,4500



TABLA N° 7.53

12

CARGA A LO LARGO DE UNA CIRCUNFERENCIA



$$\begin{aligned}
 M_{RA} &= 0 & M_{RB} &= M_{RC} = C1 PR \\
 M_{TA} &= C2 PR & M_{TB} &= M_{TC} = C3 PR \\
 V_A &= P & V_B &= 0 & V_C &= P
 \end{aligned}$$

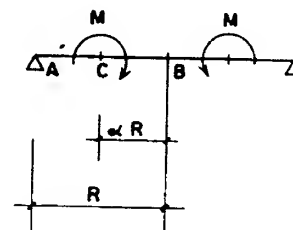
α	0,10	0,20	0,30	0,40	0,50	0,60	0,70	0,80	0,90
C1 = C3	0,1549	0,2278	0,2676	0,2838	0,2800	0,2588	0,2200	0,1641	0,0909
C2	0,4130	0,4000	0,3790	0,3500	0,3130	0,2670	0,2130	0,1500	0,0790



TABLA N° 7.54

13

MOMENTOS A LO LARGO DE UNA CIRCUNFERENCIA



$$\begin{aligned}
 M_{RA} &= 0 & M_{RB} &= M_{RCd} = C1 M & M_{RCi} &= -C2 M \\
 M_{TA} &= C3 M & M_{TB} &= M_{TCd} = C4 M & M_{TCi} &= C5 M \\
 V_A &= 0 & V_B &= 0 & V_C &= 0
 \end{aligned}$$

α	0,10	0,20	0,30	0,40	0,50	0,60	0,70	0,80	0,90
C1 = C4	0,5875	0,6000	0,6200	0,6500	0,6875	0,7333	0,7875	0,8500	0,9200
C2	0,4125	0,4000	0,3792	0,3500	0,3125	0,2667	0,2125	0,1500	0,0792
C3	0,0083	0,0333	0,0750	0,1333	0,2083	0,3000	0,4083	0,5333	0,6750
C5	0,4208	0,4333	0,4542	0,4833	0,5208	0,5667	0,6208	0,6833	0,7542



CASO ⑪

$$C_1 = C_3 = \frac{\alpha^2}{96} (24 - 5\alpha^2 - 28 \ln. \alpha)$$

$$C_2 = \frac{10}{96} \alpha^2 (2 - \alpha^2)$$

$$C_4 = \frac{\alpha^2}{2} \quad C_5 = \frac{\alpha}{2}$$

CASO ⑫

$$C_1 = C_3 = \frac{\alpha}{24} [5(1 - \alpha^2) - 14 \ln. \alpha]$$

$$C_2 = \frac{5}{12} (1 - \alpha^2)$$

CASO ⑬

$$C_1 = C_4 = \frac{7 + 5\alpha^2}{12}$$

$$C_2 = \frac{5}{12} (1 - \alpha^2)$$

$$C_3 = \frac{5}{6} \alpha^2 \quad C_5 = \frac{5}{12} (\alpha^2 + 1)$$

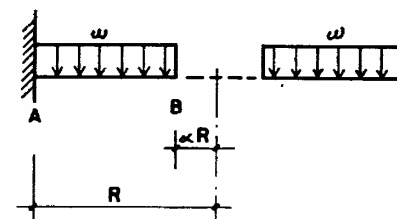


TABLA N° 7.55

⑭

LOSAS ANULARES CON BORDE EXTERNO EMPOTRADO

CARGA UNIFORME



$$M_{RA} = -C_1 w R^2$$

$$M_{RB} = 0$$

$$M_{TA} = -C_2 w R^2$$

$$M_{TB} = C_3 w R^2$$

$$V_A = C_4 w R$$

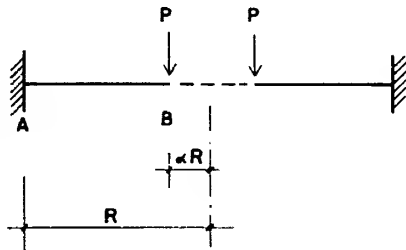
$$V_B = 0$$

α	0,10	0,20	0,30	0,40	0,50	0,60	0,70	0,80	0,90
C 1	0,1241	0,1201	0,1113	0,0971	0,0782	-0,0568	0,0356	0,0173	0,0047
C 2	0,0207	0,0200	0,0186	0,0162	0,0130	0,0095	0,0059	0,0029	0,0008
C 3	0,1306	0,1023	0,0723	0,0462	0,0264	0,0131	0,0053	0,0015	0,0002
C 4	0,4950	0,4800	0,4550	0,4200	0,3750	0,3200	0,2550	0,1800	0,0950



TABLA N° 7.56

15 CARGA REPARTIDA A LO LARGO DE UNA CIRCUNFERENCIA _



$$M_{RA} = -C_1 P R^2$$

$$M_{RB} = 0$$

$$M_{TA} = -C_2 P R^2$$

$$M_{TB} = C_3 P R^2$$

$$V_A = \alpha P$$

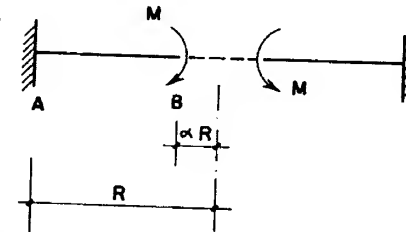
$$V_B = P$$

α	0,10	0,20	0,30	0,40	0,50	0,60	0,70	0,80	0,90
C 1	0,0500	0,1100	0,1600	0,2000	0,2300	0,2300	0,2100	0,1600	0,0900
C 2	0,0100	0,0200	0,0300	0,0300	0,0400	0,0400	0,0300	0,0300	0,0200
C 3	0,2100	0,2500	0,2300	0,1900	0,1400	0,0900	0,0300	0,0200	0,0100



TABLA N° 7.57

16 MOMENTO APLICADO _



$$M_{RA} = -C_1 M$$

$$M_{RB} = -M$$

$$M_{TA} = C_2 M$$

$$M_{TB} = C_3 M$$

α	0,10	0,20	0,30	0,40	0,50	0,60	0,70	0,80	0,90
C 1	0,0237	0,0909	0,1918	0,3137	0,4444	0,5745	0,6975	0,8100	0,9110
C 2	0,0039	0,0152	0,0320	0,0523	0,0741	0,0957	0,1163	0,1350	0,1518
C 3	-0,9724	-0,8939	-0,7762	-0,6340	-0,4815	-0,3298	-0,1862	-0,0549	0,0628

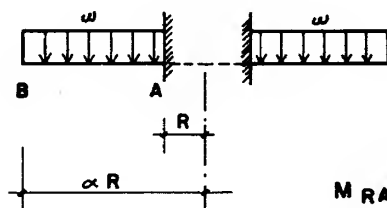


TABLA N° 7.58

LOSAS ANULARES CON BORDE INTERNO EMPOTRADO

17

CARGA UNIFORME



$$\begin{aligned} M_{RA} &= -C_1 w R^2 & M_{RB} &= 0 \\ M_{TA} &= -C_2 w R^2 & M_{TB} &= -C_3 w R^2 \\ V_A &= C_4 w R & V_B &= 0 \end{aligned}$$

α	3,00	2,90	2,80	2,70	2,60	2,50	2,40	2,30	2,20	2,10
C 1	3,3155	2,9564	2,6202	2,3065	2,0149	1,7452	1,4969	1,2697	1,0632	0,8769
C 2	0,5526	0,4927	0,4367	0,3844	0,3358	0,2909	0,2495	0,2116	0,1772	0,1461
C 3	0,4337	0,3871	0,3431	0,3017	0,2629	0,2267	0,1932	0,1624	0,1343	0,1090
C 4	4,0000	3,7050	3,4200	3,1450	2,8800	2,6250	2,3800	2,1450	1,9200	1,7050

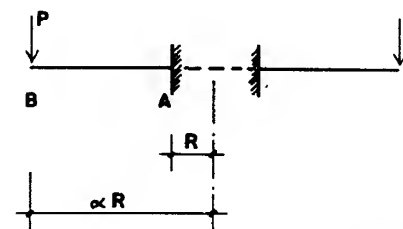
α	2,00	1,90	1,80	1,70	1,60	1,50	1,40	1,30	1,20	1,10
C 1	0,7103	0,5631	0,4347	0,3244	0,2318	0,1561	0,0965	0,0523	0,0220	0,0053
C 2	0,1184	0,0939	0,0724	0,0541	0,0386	0,0260	0,0161	0,0087	0,0037	0,0009
C 3	0,0864	0,0666	0,0495	0,0352	0,0236	0,0145	0,0079	0,0036	0,0011	0,0002
C 4	1,5000	1,3050	1,1200	0,9450	0,7800	0,6250	0,4800	0,3450	0,2200	0,1050



TABLA N° 7.59

18

CARGA REPARTIDA A LO LARGO DE LA CIRCUNFERENCIA DE BORDE



$$\begin{aligned} M_{RA} &= -C_1 P R^2 & M_{RB} &= 0 \\ M_{TA} &= -C_2 P R^2 & M_{TB} &= -C_3 P R^2 \\ V_A &= \alpha P & V_B &= P \end{aligned}$$

α	3,00	2,90	2,80	2,70	2,60	2,50	2,40	2,30	2,20	2,10
C 1	3,9400	3,6900	3,4400	3,2000	2,9600	2,7300	2,5000	2,2700	2,0500	1,8400
C 2	0,6600	0,6100	0,5700	0,5300	0,4900	0,4500	0,4200	0,3800	0,3400	0,3100
C 3	0,7500	0,7000	0,6500	0,6000	0,5600	0,5100	0,4600	0,4200	0,3700	0,3300

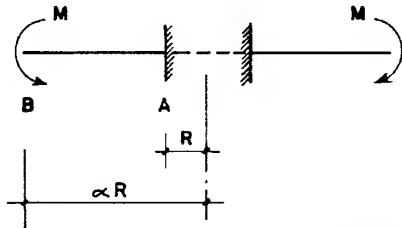
α	2,00	1,90	1,80	1,70	1,60	1,50	1,40	1,30	1,20	1,10
C 1	1,6300	1,4300	1,2300	1,0400	0,8600	0,6900	0,5200	0,3700	0,2300	0,1100
C 2	0,2700	0,2400	0,2100	0,1700	0,1400	0,1100	0,0900	0,0600	0,0400	0,0200
C 3	0,2900	0,2400	0,2000	0,1600	0,1300	0,0900	0,0600	0,0400	0,0200	0,0100



TABLA N° 7.60

19

MOMENTO APLICADO EN EL EXTREMO LIBRE _



$$M_{RA} = -C_1 M$$

$$M_{RB} = -M$$

$$M_{TA} = -C_2 M$$

$$M_{TB} = -C_3 M$$

α	3,00	2,90	2,80	2,70	2,60	2,50	2,40	2,30	2,20	2,10
C 1	1,5882	1,5801	1,5711	1,5613	1,5505	1,5385	1,5252	1,5103	1,4938	1,4753
C 2	0,2647	0,2633	0,2619	0,2602	0,2584	0,2564	0,2542	0,2517	0,2490	0,2459
C 3	0,8529	0,8434	0,8330	0,8215	0,8089	0,7949	0,7793	0,7621	0,7428	0,7212

α	2,00	1,90	1,80	1,70	1,60	1,50	1,40	1,30	1,20	1,10
C 1	1,4545	1,4311	1,4046	1,3746	1,3403	1,3012	1,2564	1,2050	1,1459	1,0780
C 2	0,2424	0,2385	0,2341	0,2291	0,2234	0,2169	0,2094	0,2008	0,1910	0,1797
C 3	0,6970	0,6696	0,6387	0,6036	0,5637	0,5181	0,4658	0,4058	0,3369	0,2576

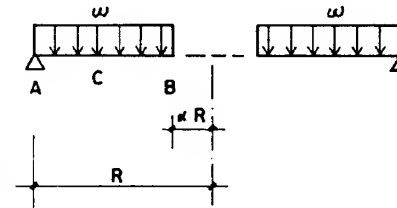


TABLA N° 7.61

LOSAS ANULARES CON BORDE EXTERNO
SIMPLEMENTE APOYADO _

20

CARGA UNIFORME _



$$M_{RA} = 0$$

$$M_{RB} = 0$$

$$M_{RC} = C_1 w R^2$$

$$M_{TA} = C_2 w R^2$$

$$M_{TB} = C_3 w R^2$$

$$V_A = C_4 w R$$

$$V_B = 0$$

α	0,10	0,20	0,30	0,40	0,50	0,60	0,70	0,80	0,90
C 1	0,1319	0,1080	0,0829	0,0598	0,0402	0,0247	0,0133	0,0056	0,0013
C 2	0,1059	0,1101	0,1148	0,1179	0,1173	0,1113	0,0981	0,0761	0,0438
C 3	0,3812	0,3525	0,3170	0,2774	0,2350	0,1907	0,1449	0,0978	0,0494
C 4	0,4950	0,4800	0,4550	0,4200	0,3750	0,3200	0,2550	0,1800	0,0950



CASO ⑭

$$k_1 = \alpha^2 \frac{5\alpha^2 + 7 + 28\alpha^2 \ln. \alpha}{5 + 7\alpha^2}$$

$$C_1 = \frac{1}{8} (1 + k_1 - 2\alpha^2)$$

$$C_2 = \frac{1}{48} (1 + k_1 - 2\alpha^2)$$

$$C_3 = \frac{1}{96} \left[7(1 - k_1) - 5\alpha^2 + \frac{5k_1}{\alpha^2} + 28\alpha^2 \ln. \alpha \right]$$

$$C_4 = \frac{1}{2} (1 - \alpha^2)$$

CASOS ⑮ y ⑯

$$k = \alpha^2 \left(\frac{6 + 7 \ln. \alpha}{5 + 7\alpha^2} \right)$$

$$C_1 = \frac{\alpha}{2} (2k_3 - 1) \quad C_2 = \frac{\alpha}{12} (2k_3 - 1)$$

$$C_3 = \frac{\alpha}{12} \left[k_3 \left(7 - \frac{5}{\alpha^2} \right) - 7 \ln. \alpha - 1 \right]$$

CASOS ⑯ y ⑰

$$k_5 = \frac{6\alpha^2}{5 + 7\alpha^2}$$

$$C_1 = 2k_5 \quad C_2 = \frac{1}{3} k_5$$

$$C_3 = \frac{k_5}{6} \left(7 - \frac{5}{\alpha^2} \right)$$



CASO ⑰

$$k_1 = \alpha^2 \left(\frac{5\alpha^2 + 7 + 28\alpha^2 \ln. \alpha}{5 + 7\alpha^2} \right)$$

$$C_1 = \frac{1}{8} (1 + k_1 - 2\alpha^2)$$

$$C_2 = \frac{1}{48} (1 + k_1 - 2\alpha^2)$$

$$C_3 = \frac{1}{96} \left[5\alpha^2 - 7(1 - k_1) - \frac{5k_1}{\alpha^2} - 28\alpha^2 \ln. \alpha \right]$$

$$C_4 = \frac{1}{2} (\alpha^2 - 1)$$

CASO ⑳

$$k_2 = \frac{\alpha^2}{6} \left(19 + \frac{28\alpha^2}{1 - \alpha^2} \ln. \alpha \right) \quad \beta = \frac{1}{2} (\alpha + 1)$$

$$C_1 = \frac{1}{96} \left[19(1 - \beta^2) + 6k_2 \left(1 - \frac{1}{\beta^2} \right) + 28\alpha^2 \ln. \beta \right]$$

$$C_2 = \frac{1}{8} \left[\frac{5}{6} (1 - 2\alpha^2) + k_2 \right]$$

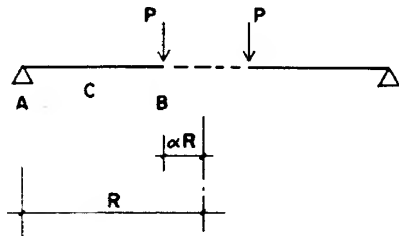
$$C_3 = \frac{1}{96} \left[19 - 29\alpha^2 + 6k_2 \left(1 + \frac{1}{\alpha^2} \right) + 28\alpha^2 \ln. \alpha \right]$$

$$C_4 = \frac{1}{2} (1 - \alpha^2)$$



TABLA N° 7.62

- 21) CARGA REPARTIDA A LO LARGO DE UNA CIRCUNFERENCIA _



$$M_{RA} = 0$$

$$M_{TA} = C_2 P R^2$$

$$V_A = \alpha P$$

$$M_{RB} = 0$$

$$M_{TB} = C_3 P R^2$$

$$V_B = P$$

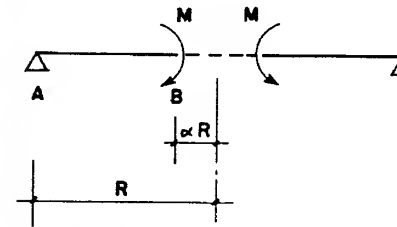
$$M_{RC} = C_1 P R^2$$

α	0,10	0,20	0,30	0,40	0,50	0,60	0,70	0,80	0,90
C 1	0,0317	0,0457	0,0469	0,0408	0,0315	0,0215	0,0126	0,0057	0,0015
C 2	0,0440	0,0990	0,1667	0,2481	0,3431	0,4511	0,5715	0,7036	0,8466
C 3	0,3130	0,4745	0,5881	0,6757	0,7474	0,8087	0,8628	0,9119	0,9573



TABLA N° 7.63

- 22) MOMENTO APLICADO EN EL EXTREMO LIBRE _



$$M_{RA} = 0$$

$$M_{TA} = C_1 M$$

$$M_{RB} = -M$$

$$M_{TB} = C_2 M$$

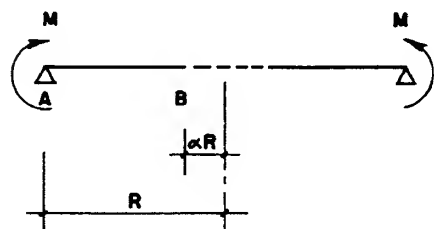
α	0,10	0,20	0,30	0,40	0,50	0,60	0,70	0,80	0,90
C 1	0,0202	0,0833	0,1978	0,3810	0,6667	1,1250	1,9216	3,5556	8,5263
C 2	1,0202	1,0833	1,1978	1,3810	1,6667	2,1250	2,9216	4,5556	9,5263



TABLA N° 7.64

23

MOMENTO APLICADO EN EL APOYO _



$$M_{RA} = M$$

$$M_{RB} = 0$$

$$M_{TA} = C_1 M$$

$$M_{TB} = C_2 M$$

α	0,10	0,20	0,30	0,40	0,50	0,60	0,70	0,80	0,90
C 1	1,0200	1,0830	1,1980	1,3810	1,6670	2,1250	2,9220	4,5560	9,5260
C 2	2,0200	2,0830	2,1980	2,3810	2,6670	3,1250	3,9220	5,5560	10,5260

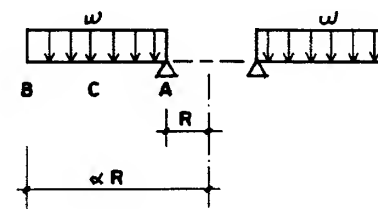


TABLA N° 7.65

LOSAS ANULARES CON BORDE INTERNO
SIMPLEMENTE APOYADO _

24

CARGA UNIFORME _



$$M_{RA} = 0$$

$$M_{RB} = 0$$

$$M_{RC} = C_1 w R^2$$

$$M_{TA} = -C_2 w R^2$$

$$M_{TB} = -C_3 w R^2$$

$$V_A = C_4 w R$$

$$V_B = 0$$

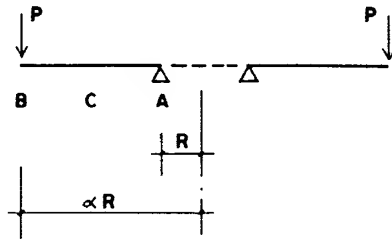
α	3,00	2,90	2,80	2,70	2,60	2,50	2,40	2,30	2,20	2,10
C 1	0,1284	0,1256	0,1219	0,1173	0,1120	0,1058	0,0990	0,0916	0,0836	0,0752
C 2	4,6970	4,2471	3,8230	3,4243	3,0504	2,7009	2,3754	2,0733	1,7941	1,5373
C 3	1,2626	1,1851	1,1093	1,0351	0,9625	0,8915	0,8221	0,7543	0,6880	0,6233
C 4	4,0000	3,7050	3,4200	3,1450	2,8800	2,6250	2,3800	2,1450	1,9200	1,7050

α	2,00	1,90	1,80	1,70	1,60	1,50	1,40	1,30	1,20	1,10
C 1	0,0884	0,0575	0,0485	0,0397	0,0311	0,0230	0,0157	0,0094	0,0044	0,0012
C 2	1,3023	1,0885	0,8952	0,7218	0,5676	0,4319	0,3138	0,2125	0,1271	0,0566
C 3	0,5599	0,4981	0,4376	0,3785	0,3208	0,2643	0,2091	0,1551	0,1022	0,0506
C 4	1,5000	1,3050	1,1200	0,9450	0,7800	0,6250	0,4800	0,3450	0,2200	0,1050



TABLA N° 7.66

- (25) CARGA REPARTIDA A LO LARGO DE LA CIRCUNFERENCIA DE BORDE _



$$\begin{aligned} M_{RA} &= 0 & M_{RB} &= 0 & M_{RC} &= -C_1 P R \\ M_{TA} &= -C_2 P R & M_{TB} &= -C_3 P R \\ V_A &= \alpha P & V_B &= P \end{aligned}$$

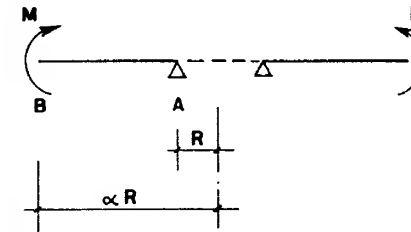
α	3,00	2,90	2,80	2,70	2,60	2,50	2,40	2,30	2,20	2,10
C 1	0,4092	0,3769	0,3453	0,3144	0,2844	0,2552	0,2271	0,2000	0,1740	0,1493
C 2	5,5758	5,2967	5,0218	4,7512	4,4849	4,2232	3,9663	3,7143	3,4674	3,2258
C 3	1,7306	1,6945	1,6584	1,6224	1,5865	1,5507	1,5150	1,4793	1,4437	1,4081

α	2,00	1,90	1,80	1,70	1,60	1,50	1,40	1,30	1,20	1,10
C 1	0,1260	0,1041	0,0839	0,0655	0,0490	0,0346	0,0225	0,0128	0,0058	0,0015
C 2	2,9898	2,7596	2,5354	2,3176	2,1064	1,9022	1,7054	1,5163	1,3354	1,1631
C 3	1,3724	1,3368	1,3010	1,2652	1,2291	1,1927	1,1558	1,1184	1,0801	1,0408



TABLA N° 7.67

- (26) MOMENTO APLICADO EN EL BORDE LIBRE _



$$\begin{aligned} M_{RA} &= 0 & M_{RB} &= M \\ M_{TA} &= -C_1 M & M_{TB} &= -C_2 M \end{aligned}$$

	3,00	2,90	2,80	2,70	2,60	2,50	2,40	2,30	2,20	2,10
C 1	2,2500	2,2700	2,2924	2,3180	2,3472	2,3810	2,4202	2,4662	2,5208	2,5865
C 2	1,2500	1,2700	1,2924	1,3180	1,3472	1,3810	1,4202	1,4662	1,5208	1,5865

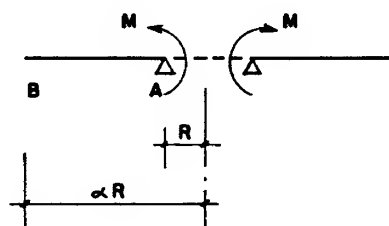
	2,00	1,90	1,80	1,70	1,60	1,50	1,40	1,30	1,20	1,10
C 1	2,6667	2,7663	2,8929	3,0582	3,2821	3,6000	4,0833	4,8986	6,5455	11,5238
C 2	1,6667	1,7663	1,8929	2,0582	2,2821	2,6000	3,0833	3,8986	5,5455	10,5238



TABLA N° 7.68

(27)

MOMENTO APLICADO EN EL APOYO -



$$M_{RA} = 1$$

$$M_{RB} = 0$$

$$M_{TA} = -C_1 M$$

$$M_{TB} = -C_2 M$$

α	3,00	2,90	2,80	2,70	2,60	2,50	2,40	2,30	2,20	2,10
C 1	1,2500	1,2699	1,2924	1,3180	1,3472	1,3810	1,4202	1,4662	1,5208	1,5865
C 2	0,2500	0,2699	0,2924	0,3180	0,3472	0,3810	0,4202	0,4662	0,5208	0,5865

α	2,00	1,90	1,80	1,70	1,60	1,50	1,40	1,30	1,20	1,10
C 1	1,6667	1,7663	1,8929	2,0582	2,2821	2,6000	3,0833	3,8986	5,5455	10,5238
C 2	0,6667	0,7663	0,8929	1,0582	1,2821	1,6000	2,0833	2,8986	4,5455	9,5238



CASOS (21) y (25)

$$k_4 = \frac{7}{6} \frac{\alpha^2}{1 - \alpha^2} \ln. \alpha \quad \beta = \frac{1}{2} (\alpha + 1)$$

$$C_1 = \frac{\alpha}{2} \left[k_4 \left(\frac{1}{\beta^2} - 1 \right) - \frac{7}{6} \ln. \beta \right]$$

$$C_2 = \frac{\alpha}{12} (5 - 12 k_4)$$

$$C_3 = \frac{\alpha}{12} \left[5 - 6 k_4 \left(\frac{1}{\alpha^2} + 1 \right) - 7 \ln. \alpha \right]$$

CASO (22)

$$k_6 = \frac{\alpha^2}{1 - \alpha^2}$$

$$C_1 = 2 k_6 \quad C_2 = k_6 \left(1 + \frac{1}{\alpha^2} \right)$$

CASO (23)

$$k_7 = \frac{1}{1 - \alpha^2}$$

$$C_1 = \alpha^2 k_7 \left(1 + \frac{1}{\alpha^2} \right) \quad C_2 = 2 k_7$$



CASO (24)

$$k_2 = \frac{\alpha^2}{6} \left(19 + \frac{28\alpha^2}{1-\alpha^2} \ln. \alpha \right) \quad \beta = \frac{1}{2} (\alpha + 1)$$

$$C_1 = \frac{1}{96} \left[19 (1 - \beta^2) + 6 k_2 \left(1 - \frac{1}{\beta^2} \right) + 28 \alpha^2 \ln. \beta \right]$$

$$C_2 = \frac{1}{8} \left[\frac{5}{6} (2\alpha^2 - 1) - k_2 \right]$$

$$C_3 = \frac{1}{96} \left[29\alpha^2 - 19 - 6 k_2 \left(1 + \frac{1}{\alpha^2} \right) + 28 \alpha^2 \ln. \alpha \right]$$

$$C_4 = \frac{1}{2} (\alpha^2 - 1)$$

CASO (26)

$$k_6 = \frac{\alpha^2}{\alpha^2 - 1}$$

$$C_1 = 2 k_6 \quad C_2 = k_6 \left(1 + \frac{1}{\alpha^2} \right)$$

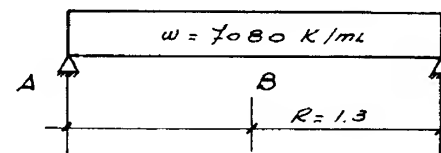
CASO (27)

$$k_7 = \frac{1}{\alpha^2 - 1}$$

$$C_1 = \alpha^2 k_7 \left(1 + \frac{1}{\alpha^2} \right) \quad C_2 = 2 k_7$$

LOSAS CIRCULARES

CALCULAR LOS MOMENTOS Y CORTES EN LA
LOSA CIRCULAR QUE SE MUESTRA



CORRESPONDE EN LAS TABLAS AL N° 7

DATOS:

$$w = 7080 \text{ K/ml}$$

$$R = 1.30 \text{ mts.}$$

$$A \left\{ \begin{array}{l} \text{MOMENTO RADIAL EN A} = 0 \\ \text{MOMENTO TANGENCIAL EN A} = 0.033 \pi w R^2 \\ M_{TA} = 1240 \text{ K-mt.} \end{array} \right.$$

$$B \left\{ \begin{array}{l} \text{MOMENTO RADIAL EN B} = 0.063 \pi w R^2 \\ M_{RB} = 2368 \text{ K-mt.} \\ \text{MOMENTO TANGENCIAL EN B} = 0.063 \pi w R^2 \\ M_{TB} = 2368 \text{ K-mt.} \end{array} \right.$$

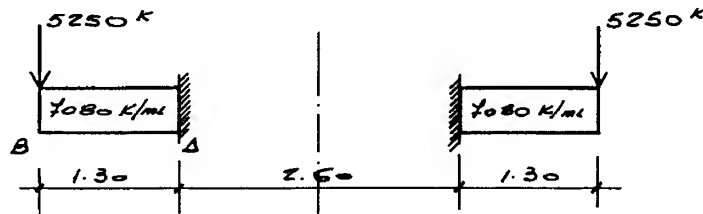
$$\text{FUERZA CORTANTE EN A} = 0.159 \pi w R$$

$$V_A = 0.159 \times 3.1416 \times 7080 \times 1.3$$

$$V_A = 4598 \text{ Kgs.}$$

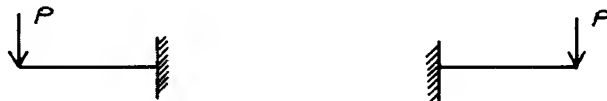
**LOSAS ANULARES**

CALCULAR LOS MOMENTOS Y CORTES EN LA LOSA ANULAR QUE SE MUESTRA

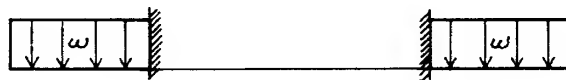


1- SE DESCOMPONE EL CALCULO EN DOS CASOS

a) UNA LOSA ANULAR EMPOTRADA CON CARGA REPARTIDA A LO LARGO DE LA CIRCUNFERENCIA DE BORDE

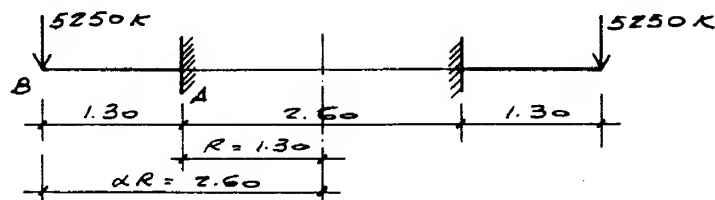


b) UNA LOSA ANULAR EMPOTRADA CON CARGA REPARTIDA UNIFORMEMENTE.



CASO a)

ESTE CASO CORRESPONDE EN LAS TABLAS AL N° 18



DATOS :

$$P = 5250 \text{ K}$$

$$R = 1.3 \text{ mts.}$$

$$\alpha R = 2.6 \text{ mts.}$$

$$\alpha = 2.0$$

SE SACA DE LAS TABLAS LOS VALORES DE LOS COEFICIENTES PARA $\alpha = 2.0$

$$C_1 = 1.63$$

$$C_2 = 0.27$$

$$C_3 = 0.29$$

Y SE OBTIENEN LOS VALORES DE LOS MOMENTOS Y CORTES

$$A \left\{ \begin{array}{l} \text{MOMENTO RADIAL EN A} = -C_1 \times P \times R^2 \\ M_{RA} = -1.63 \times 5250 \times 1.3^2 = -14462 \text{ K.mt.} \\ \text{MOMENTO TANGENCIAL EN A} = -C_2 \times P \times R^2 \\ M_{TA} = -0.27 \times 5250 \times 1.3^2 = -2395 \text{ K.mt.} \end{array} \right.$$

$$B \left\{ \begin{array}{l} \text{MOMENTO RADIAL EN B} = 0 \\ \text{MOMENTO TANGENCIAL EN B} = -C_3 \times P \times R^2 \\ M_{TB} = -0.29 \times 5250 \times 1.3^2 = -2579 \text{ K.mt.} \end{array} \right.$$

$$\text{FUERZA CORTANTE EN A} = \alpha P$$

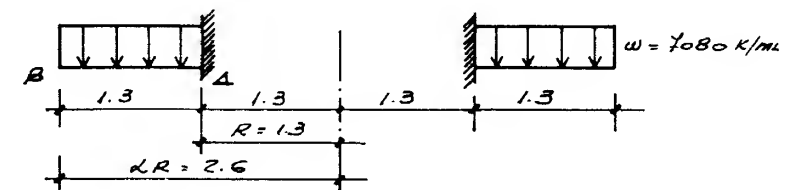
$$V_A = 2.0 \times 5250 \text{ K} = 10500 \text{ K}$$

$$\text{FUERZA CORTANTE EN B} = P$$

$$V_B = 5250 \text{ K}$$

CASO b)

CORRESPONDE EN LAS TABLAS AL N° 17





DATOS:

$$W = 7080 \text{ K/ml} \quad R = 1.3 \text{ mts.}$$

$$L R = 2.6 \text{ mts.} \quad \alpha = 2.0$$

SE SACA DE LAS TABLAS LOS VALORES DE LOS
COEFICIENTES PARA $\alpha = 2.0$

$$C_1 = 0.7103$$

$$C_2 = 0.1184$$

$$C_3 = 0.0864$$

$$C_4 = 1.5$$

Y SE OBTIENEN LOS VALORES DE LOS MOMENTOS Y CORTES

$$A \left\{ \begin{array}{l} \text{MOMENTO RADIAL EN A} = -C_1 \times W \times R^2 \\ M_{RA} = -0.7103 \times 7080 \times 1.3^2 = -8499 \text{ K-mt.} \\ \text{MOMENTO TANGENCIAL EN A} = -C_2 \times W \times R^2 \\ M_{TA} = -0.1184 \times 7080 \times 1.3^2 = -1416 \text{ K-mt.} \end{array} \right.$$

$$B \left\{ \begin{array}{l} \text{MOMENTO RADIAL EN B} = 0 \\ \text{MOMENTO TANGENCIAL EN B} = -C_3 \times W \times R^2 \\ M_{TB} = -0.0864 \times 7080 \times 1.3^2 = -1034 \text{ K-mt.} \end{array} \right.$$

$$\text{FUERZA CORTANTE EN A} = C_4 \times W \times R$$

$$V_A = 1.5 \times 7080 \times 1.3 = 13806 \text{ K}$$

$$V_B = 0$$

RESUMIENDO LOS DOS CASOS, SE TENDRAN LOS VALORES
DE DISEÑO DE CORTES Y MOMENTOS RADIALES Y TANGENCIALES

$$A \left\{ \begin{array}{l} \text{MOMENTO RADIAL} = -14462 + (-8499) = -22961 \text{ K-mt.} \\ \text{MOMENTO TANGENCIAL} = -2395 + (-1416) = -3811 \text{ K-mt.} \\ \text{FUERZA CORTANTE} = 10500 + 13806 \text{ K} = 24306 \text{ K} \end{array} \right.$$

$$B \left\{ \begin{array}{l} \text{MOMENTO RADIAL} = 0 \\ \text{MOMENTO TANGENCIAL} = -2573 + (-1034) = -3607 \text{ K-mt.} \\ \text{FUERZA CORTANTE} = 5250 \text{ K} \end{array} \right.$$

CAPITULO

8

Escaleras Helicoidales,
Vigas en Balcón y
Vigas de Planta Circular





ASPECTOS GENERALES

Las escaleras helicoidales son estructuras de gran elegancia y funcionalidad a menudo empleadas en espacios donde se desea obtener cierto carácter de belleza sobria y distinguida.

Existen diversas variantes de ellas como por ejemplo, las apoyadas en un eje central, comúnmente llamadas escaleras de caracol; las de viga central en hélice y las de losa helicoidal empotrada en sus extremos que es la tratada en este caso.

PARAMETROS Y METODOS DE CALCULO

α : pendiente de la escalera; en el cálculo de las tablas se tomó $\alpha = 29^\circ$;

ϕ_0 : ángulo al centro de la escalera. Se trabajó con los siguientes valores: 30, 60, 90, 120, 150, 180, 210, 240, 270, 300, 330 y 360 grados;

$\frac{b}{r}$: es el cociente entre el ancho de la escalera y su radio; se tomaron los siguientes valores: 0.50; 0.75; 1.00; 1.50; 2.00 ; 2.50 y 3.00;

$\frac{h}{b}$: es el cociente entre el espesor de la losa y su ancho; se tomaron los siguientes valores: 0.10; 0.15; 0.20 y 0.25.

El cálculo se hizo siguiendo el método de Fuchsteiner el cual es una variante del método de las acciones. Se obtienen valores de las siguientes solicitaciones: fuerza axial, fuerzas cortantes, momentos flectores y momento torsor.

Estas solicitaciones se calcularon para los siguientes puntos:

$$\phi = 0 \quad (\text{Sección A})$$

$$\phi = \phi_0/4 \quad (\text{Sección B})$$

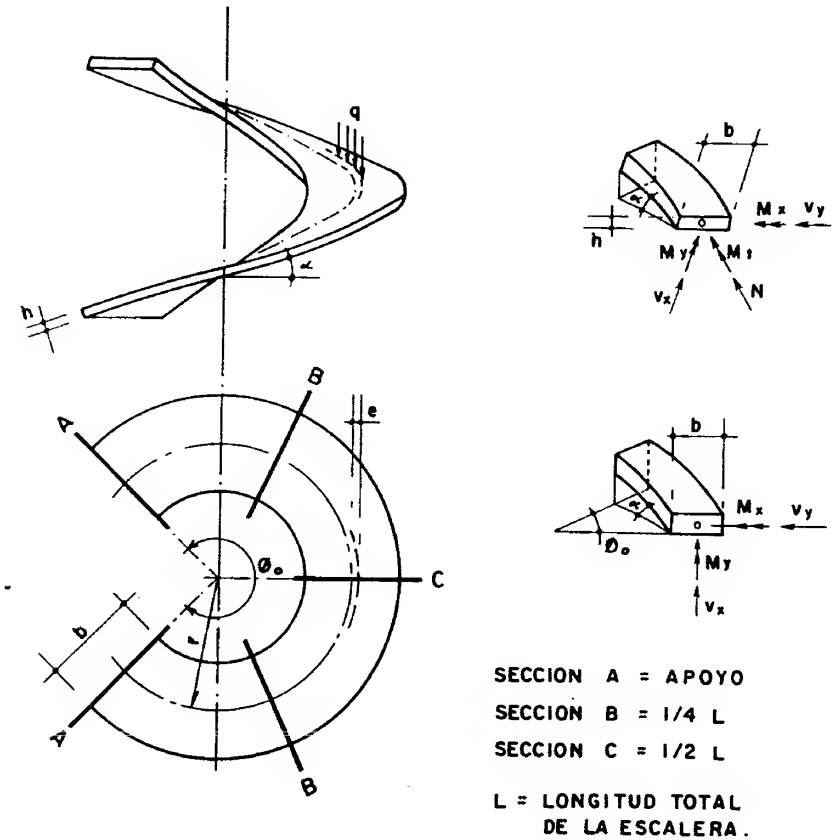
$$\phi = \phi_0/2 \quad (\text{Sección C})$$



y que corresponden a los apoyos, a la cuarta parte del recorrido y al punto medio.

BIBLIOGRAFIA

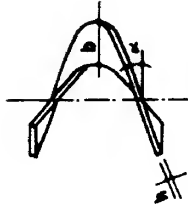
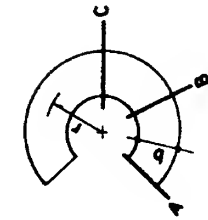
- Beton Kalender
Ed Wilhelm Ernst & Sohn, Berlín, 1952.
- Franz Schuster
Escaleras, Ed. Blume, Barcelona, 1964.



SOLICITACIONES :

- $N = \text{FUERZA AXIAL} = n q r$
- $V_x = \text{FUERZA CORTANTE VERTICAL} = V_x q r$
- $V_y = \text{FUERZA CORTANTE HORIZONTAL} = V_y q r$
- $M_t = \text{MOMENTO TORSOR} = t q r^2$
- $M_x = \text{MOMENTO FLECTOR EN X} = m_x q r^2$
- $M_y = \text{MOMENTO FLECTOR EN Y} = m_y q r^2$

TABLA N° 8.1



$$h/b = 0.10$$

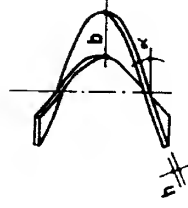
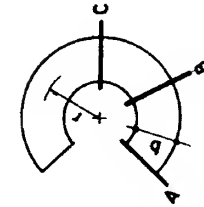
$$b/r = 0.50$$

$$\alpha = 29^\circ$$

COEFICIENTES PARA EL CALCULO DE SOLICITACIONES

θ	360°	330°	300°	270°	240°	210°	180°	150°	120°	90°	60°	30°
A	n	1.523	1.731	1.879	1.947	1.932	1.841	1.681	1.461	1.188	0.871	0.193
	v _x	2.748	2.333	1.952	1.615	1.324	1.075	0.864	0.687	0.539	0.415	0.193
	v _y	1.541	1.430	1.207	0.920	0.605	0.292	0.000	-0.253	-0.449	-0.561	-0.281
	t	0.401	0.183	0.071	0.019	-0.004	-0.012	-0.015	-0.015	-0.014	-0.012	-0.005
	m _x	-1.536	-1.064	-0.701	-0.444	-0.274	-0.168	-0.105	-0.071	-0.054	-0.044	-0.016
B	m _y	-0.222	-0.539	-0.836	-1.062	-1.197	-1.239	-1.194	-1.071	-0.881	-0.634	-0.083
	n	2.109	1.982	1.812	1.622	1.425	1.227	1.031	0.838	0.647	0.456	0.097
	v _x	0.627	0.548	0.492	0.448	0.408	0.368	0.326	0.284	0.240	0.196	0.096
	v _y	0.000	-0.193	-0.361	-0.498	-0.605	-0.686	-0.743	-0.776	-0.778	-0.733	-0.288
	t	0.176	0.095	0.047	0.019	0.002	-0.007	-0.012	-0.014	-0.013	-0.011	-0.003
C	m _x	0.321	0.239	0.163	0.102	0.058	0.030	0.014	0.006	0.003	0.003	0.002
	m _y	-1.860	-1.731	-1.565	-1.384	-1.200	-1.019	-0.843	-0.673	-0.506	-0.341	-0.042
	v _y	-1.541	-1.481	-1.394	-1.300	-1.210	-1.128	-1.051	-0.978	-0.898	-0.793	-0.291
	m _z	-0.506	-0.343	-0.223	-0.138	-0.080	-0.041	-0.016	0.001	0.011	0.015	0.008
	n = v _z = t = m _y = 0											

TABLA N° 8.2



$$h/b = 0.10$$

$$b/r = 0.75$$

$$\alpha = 29^\circ$$

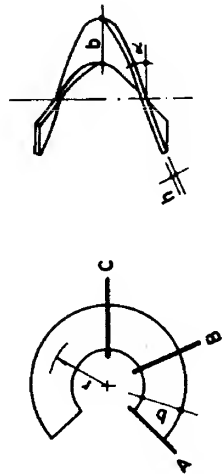
COEFICIENTES PARA EL CALCULO DE SOLICITACIONES

θ	360°	330°	300°	270°	240°	210°	180°	150°	120°	90°	60°	30°
A	n	1.523	1.736	1.888	1.961	1.951	1.863	1.704	1.484	1.209	0.888	0.197
	v _x	2.743	2.330	1.947	1.607	1.313	1.063	0.851	0.674	0.527	0.406	0.190
	v _y	1.560	1.450	1.226	0.936	0.617	0.298	0.000	-0.260	-0.463	-0.580	-0.298
	t	0.372	0.152	0.039	-0.013	-0.035	-0.042	-0.042	-0.040	-0.035	-0.029	-0.011
	m _x	-1.561	-1.084	-0.716	-0.455	-0.231	-0.173	-0.108	-0.073	-0.055	-0.045	-0.017
B	m _y	-0.206	-0.528	-0.831	-1.063	-1.203	-1.250	-1.239	-1.088	-0.897	-0.647	-0.085
	n	2.126	2.000	1.831	1.641	1.443	1.244	1.047	0.853	0.659	0.465	0.099
	v _x	0.618	0.538	0.482	0.437	0.397	0.358	0.317	0.276	0.233	0.191	0.095
	v _y	0.000	-0.196	-0.366	-0.507	-0.617	-0.702	-0.762	-0.798	-0.802	-0.758	-0.306
	t	0.168	0.085	0.035	0.007	-0.010	-0.020	-0.024	-0.025	-0.023	-0.019	-0.006
C	m _x	0.311	0.230	0.154	0.093	0.050	0.023	0.007	0.001	-0.001	0.001	0.002
	m _y	-1.876	-1.749	-1.583	-1.402	-1.217	-1.035	-0.853	-0.686	-0.516	-0.348	-0.043
	v _y	-1.560	-1.501	-1.416	-1.324	-1.235	-1.153	-1.078	-1.005	-0.926	-0.820	-0.308
	m _z	-0.533	-0.366	-0.243	-0.156	-0.095	-0.053	-0.025	-0.006	0.006	0.013	0.008
	n = v _z = t = m _y = 0											

TABLA N° 8.3



MANUAL PARA EL PROYECTO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO ARMADO PARA EDIFICACIONES



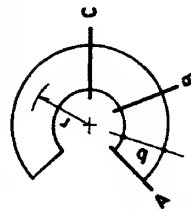
$$h/b = 0.10$$

$$b/r = 1.00$$

$$\alpha = 29^\circ$$

COEFICIENTES PARA EL CALCULO DE SOLICITACIONES

	0°	360°	330°	300°	270°	240°	210°	180°	150°	120°	90°	60°	30°
A	n	1.523	1.743	1.902	1.981	1.977	1.893	1.737	1.516	1.239	0.912	0.549	0.202
	v _x	2.748	2.327	1.939	1.596	1.299	1.046	0.833	0.656	0.511	0.393	0.294	0.187
	v _y	1.586	1.478	1.253	0.960	0.635	0.308	0.000	-0.270	-0.482	-0.607	-0.585	-0.321
	t	0.333	0.109	-0.006	-0.058	-0.078	-0.083	-0.081	-0.074	-0.065	-0.052	-0.037	-0.019
B	m _x	-1.597	-1.112	-0.736	-0.469	-0.291	-0.179	-0.112	-0.076	-0.057	-0.046	-0.036	-0.017
	m _y	-0.184	0.513	-0.824	-1.064	-1.213	-1.267	-1.230	-1.111	-0.920	-0.665	-0.366	-0.088
	n	2.148	2.025	1.857	1.667	1.469	1.270	1.070	0.873	0.676	0.478	0.280	0.101
	v _x	0.605	0.524	0.467	0.423	0.383	0.344	0.305	0.264	0.224	0.184	0.144	0.093
C	v _y	0.000	-0.200	-0.375	-0.519	-0.635	-0.724	-0.789	-0.828	-0.836	-0.793	-0.652	-0.330
	t	0.156	0.070	0.020	-0.010	-0.028	-0.037	-0.041	-0.041	-0.038	-0.031	-0.021	-0.010
	m _x	0.297	0.217	0.141	0.081	0.039	0.013	-0.001	-0.006	-0.005	-0.002	-0.001	-0.001
	m _y	-1.899	-1.773	-1.609	-1.427	-1.241	-1.058	-0.879	-0.704	-0.531	-0.359	-0.188	-0.044
	v _y	-1.586	-1.530	-1.447	-1.356	-1.269	-1.139	-1.115	-1.044	-0.965	-0.858	-0.675	-0.333
	m _x	-0.570	-0.399	-0.272	-0.180	-0.116	-0.070	-0.038	-0.016	0.000	0.009	0.013	0.007
n = v _x = t = m _y = 0													



$$h/b = 0.10$$

$$b/r = 1.50$$

$$\alpha = 29^\circ$$

TABLA N° 8.4

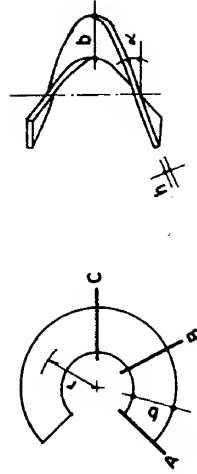
MANUAL PARA EL PROYECTO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO ARMADO PARA EDIFICACIONES



COEFICIENTES PARA EL CALCULO DE SOLICITACIONES

	0°	360°	330°	300°	270°	240°	210°	180°	150°	120°	90°	60°	30°
A	n	1.523	1.761	1.941	2.039	2.051	1.979	1.830	1.609	1.323	0.979	0.592	0.218
	v _x	2.748	2.316	1.918	1.564	1.258	0.998	0.782	0.605	0.464	0.356	0.271	0.178
	v _y	1.660	1.557	1.329	1.025	0.683	0.334	0.000	-0.298	-0.538	-0.684	-0.669	-0.339
	t	0.220	-0.015	-0.134	-0.186	-0.203	-0.202	-0.190	-0.172	-0.143	-0.118	-0.083	-0.043
B	m _x	-1.699	-1.192	-0.795	-0.511	-0.320	-0.197	-0.124	-0.083	-0.062	-0.051	-0.039	-0.019
	m _y	-0.122	-0.469	-0.803	-1.069	-1.241	-1.314	-1.291	-1.178	-0.933	-0.716	-0.396	-0.096
	n	2.214	2.096	1.932	1.743	1.543	1.340	1.136	0.931	0.724	0.514	0.302	0.109
	v _x	0.569	0.484	0.426	0.381	0.342	0.305	0.268		0.197	0.164	0.132	0.089
C	v _y	0.000	-0.210	-0.397	-0.555	-0.683	-0.786	-0.864	-0.915	-0.932	-0.893	-0.746	-0.399
	t	0.122	0.030	-0.026	-0.059	-0.078	-0.088	-0.090	-0.087	-0.078	-0.063	-0.044	-0.022
	m _x	0.258	0.179	0.104	0.045	0.006	-0.017	-0.026	-0.025	-0.019	-0.010	-0.003	-0.004
	m _y	-1.966	-1.844	-1.681	-1.499	-1.310	-1.122	-0.937	-0.754	-0.572	-0.388	-0.204	-0.048
	v _y	-1.660	-1.612	-1.535	-1.450	-1.367	-1.291	-1.221	-1.153	-1.076	-0.967	-0.773	-0.403
	m _x	-0.572	-0.494	-0.354	-0.251	-0.175	-0.119	-0.076	-0.043	0.000	0.009	0.009	0.007
n = v _x = t = m _y = 0													

TABLA N° 8.5



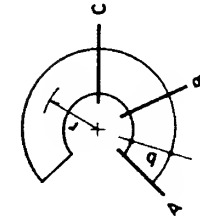
$$h/b = 0.10$$

$$b/r = 2.00$$

$$\alpha = 29^\circ$$

COEFICIENTES PARA EL CALCULO DE SOLICITACIONES

	0°	360°	330°	300°	270°	240°	210°	180°	150°	120°	90°	60°	30°
A	n	1.523	1.737	1.995	2.120	2.154	2.100	1.960	1.738	1.440	1.073	0.652	0.240
	v _x	2.748	2.302	1.888	1.519	1.200	0.931	0.710	0.533	0.399	0.303	0.238	0.166
	v _y	1.764	1.669	1.437	1.117	0.752	0.371	0.000	-0.338	-0.616	-0.791	-0.788	-0.484
	t	0.061	-0.188	-0.313	-0.365	-0.377	-0.367	-0.344	-0.310	-0.266	-0.211	-0.147	-0.076
	m _x	-1.842	-1.303	-0.878	-0.569	-0.359	-0.223	-0.141	-0.094	-0.069	-0.056	-0.044	-0.021
B	m _y	-0.034	-0.407	-0.775	-1.075	-1.280	-1.380	-1.376	-1.271	-1.072	-0.788	-0.438	-0.106
	n	2.305	2.196	2.036	1.848	1.647	1.439	1.228	1.013	0.792	0.565	0.333	0.121
	v _x	0.519	0.429	0.368	0.323	0.285	0.250	0.217	0.187	0.159	0.136	0.115	0.083
	v _y	0.000	-0.226	-0.429	-0.605	-0.752	-0.873	-0.969	-1.036	-1.067	-1.034	-0.879	-0.497
	t	0.074	-0.027	-0.089	-0.127	-0.148	-0.158	-0.159	-0.151	-0.134	-0.109	-0.076	-0.039
C	m _x	0.203	0.126	0.053	-0.004	-0.040	-0.057	-0.060	-0.052	-0.038	-0.022	-0.008	-0.001
	m _y	-2.058	-1.943	-1.782	-1.599	-1.407	-1.213	-1.020	-0.826	-0.630	-0.429	-0.227	-0.053
	v _y	-1.764	-1.728	-1.659	-1.580	-1.504	-1.434	-1.370	-1.306	-1.231	-1.119	-0.909	-0.501
	m _x	-0.825	-0.626	-0.470	-0.350	-0.258	-0.186	-0.129	-0.082	-0.043	-0.014	0.003	0.006
	n = v _x = t = m _y = 0												



$$h/b = 0.10$$

$$b/r = 2.50$$

$$\alpha = 29^\circ$$

TABLA N° 8.6

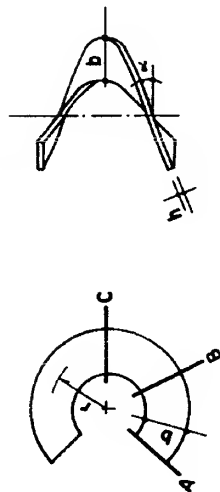


COEFICIENTES PARA EL CALCULO DE SOLICITACIONES

	0°	360°	330°	300°	270°	240°	210°	180°	150°	120°	90°	60°	30°
A	n	1.523	1.821	2.064	2.223	2.288	2.255	2.127	1.905	1.592	1.194	0.729	0.269
	v _x	2.748	2.283	1.849	1.462	1.127	0.845	0.617	0.441	0.315	0.236	0.195	0.150
	v _y	1.898	1.812	1.574	1.236	0.840	0.419	0.000	-0.389	-0.716	-0.930	-0.940	-0.606
	t	-0.144	-0.410	-0.544	-0.596	-0.602	-0.581	-0.541	-0.486	-0.416	-0.330	-0.230	-0.118
	m _x	-2.025	-1.447	-0.984	-0.644	-0.410	-0.256	-0.162	-0.107	-0.079	-0.064	-0.049	-0.024
B	m _y	0.080	-0.328	-0.738	-1.083	-1.330	-1.465	-1.485	-1.391	-1.187	-0.880	-0.493	-0.120
	n	2.422	2.325	2.170	1.984	1.780	1.567	1.346	1.118	0.880	0.631	0.373	0.135
	v _x	0.454	0.358	0.294	0.247	0.211	0.179	0.152	0.129	0.111	0.100	0.093	0.075
	v _y	0.000	-0.245	-0.470	-0.669	-0.840	-0.985	-1.104	-1.193	-1.240	-1.215	-1.048	-0.622
	t	0.012	-0.100	-0.171	-0.214	-0.238	-0.249	-0.247	-0.233	-0.206	-0.168	-0.118	-0.060
C	m _x	0.132	0.058	-0.013	-0.067	-0.099	-0.110	-0.104	-0.086	-0.062	-0.036	-0.015	-0.002
	m _y	-2.177	-2.071	-1.913	-1.728	-1.531	-1.329	-1.125	-0.917	-0.704	-0.483	-0.256	-0.060
	v _y	-1.898	-1.876	-1.818	-1.748	-1.680	-1.618	-1.561	-1.504	-1.431	-1.315	-1.085	-0.627
	m _x	-1.016	-0.795	-0.618	-0.477	-0.365	-0.273	-0.196	-0.131	-0.076	-0.032	-0.004	0.005
	n = v _x = t = m _y = 0												



TABLA N° 8.7



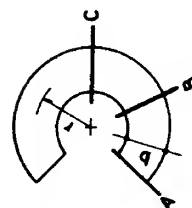
$$h/b = 0.10$$

$$b/r = 3.00$$

$$\alpha = 29^\circ$$

COEFICIENTES PARA EL CALCULO DE SOLICITACIONES

	0°	360°	330°	300°	270°	240°	210°	180°	150°	120°	90°	60°	30°
A	n	1.523	1.862	2.149	2.350	2.451	2.445	2.331	2.108	1.777	1.342	0.823	0.304
	v _x	2.748	2.261	1.802	1.391	1.036	0.740	0.504	0.323	0.212	0.154	0.143	0.131
	v _y	2.062	1.987	1.742	1.381	0.947	0.477	0.000	-0.452	-0.838	-1.099	-1.126	-0.755
	t	-0.393	-0.682	-0.825	-0.877	-0.876	-0.841	-0.783	-0.702	-0.600	-0.476	-0.331	-0.170
	m _x	-2.250	-1.622	-1.114	-0.736	-0.472	-0.297	-0.188	-0.124	-0.090	-0.072	-0.056	-0.027
B	m _y	0.218	-0.231	-0.693	-1.093	-1.391	-1.568	-1.613	-1.537	-1.327	-0.993	-0.560	-0.137
	n	2.565	2.482	2.334	2.149	1.943	1.723	1.491	1.246	0.987	0.711	0.421	0.153
	v _x	0.374	0.271	0.203	0.156	0.120	0.093	0.072	0.058	0.052	0.055	0.066	0.065
	v _y	0.000	-0.269	-0.521	-0.748	-0.947	-1.122	-1.269	-1.384	-1.451	-1.436	-1.256	-0.775
	t	-0.063	-0.190	-0.271	-0.320	-0.349	-0.360	-0.355	-0.333	-0.295	-0.239	-0.168	-0.086
C	m _x	0.046	-0.025	-0.094	-0.144	-0.170	-0.174	-0.158	-0.128	-0.091	-0.054	-0.022	-0.004
	m _y	-2.323	-2.226	-2.072	-1.886	-1.683	-1.472	-1.254	-1.030	-0.795	-0.547	-0.292	-0.069
	v _y	-2.062	-2.057	-2.012	-1.953	-1.895	-1.842	-1.795	-1.744	-1.676	-1.554	-1.300	-0.781
	m _x	-1.250	-1.003	-0.799	-0.633	-0.496	-0.380	-0.279	-0.191	-0.116	-0.054	-0.012	0.004
	n = v _x = t = m _y = 0												



$$h/b = 0.15$$

$$b/r = 0.50$$

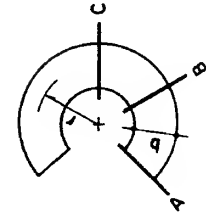
$$\alpha = 29^\circ$$

TABLA N° 8.8

COEFICIENTES PARA EL CALCULO DE SOLICITACIONES

	0°	360°	330°	300°	270°	240°	210°	180°	150°	120°	90°	60°	30°
A	n	1.523	1.729	1.872	1.935	1.914	1.813	1.641	1.404	1.113	0.782	0.443	0.163
	v _x	2.748	2.334	1.955	1.621	1.334	1.090	0.886	0.718	0.580	0.465	0.353	0.209
	v _y	1.530	1.418	1.194	0.906	0.593	0.283	0.000	-0.236	-0.400	-0.459	-0.374	-0.155
	t	0.417	0.199	0.086	0.033	0.009	-0.002	-0.008	-0.011	-0.012	-0.011	-0.009	-0.005
	m _x	-1.545	-1.078	-0.720	-0.470	-0.305	-0.204	-0.145	-0.113	-0.094	-0.077	-0.053	-0.020
B	m _y	-0.231	-0.545	-0.836	-1.054	-1.179	-1.208	-1.145	-1.000	-0.785	-0.518	-0.242	-0.045
	n	2.100	1.971	1.800	1.607	1.406	1.204	1.002	0.802	0.603	0.408	0.225	0.082
	v _x	0.632	0.554	0.499	0.456	0.418	0.380	0.342	0.304	0.264	0.223	0.175	0.104
	v _y	0.000	-0.192	-0.357	-0.491	-0.593	-0.667	-0.711	-0.723	-0.692	-0.599	-0.418	-0.159
	t	0.174	0.091	0.043	0.013	-0.004	-0.014	-0.019	-0.021	-0.019	-0.015	-0.009	-0.003
C	m _x	0.312	0.231	0.155	0.095	0.053	0.026	0.012	0.006	0.005	0.005	0.005	0.002
	m _y	-1.846	-1.715	-1.547	-1.362	-1.173	-0.985	-0.802	-0.622	-0.446	-0.276	-0.123	-0.022
	v _y	-1.530	-1.468	-1.379	-1.232	-1.186	-1.095	-1.005	-0.911	-0.793	-0.649	-0.432	-0.160
	m _x	-0.497	-0.333	-0.212	-0.126	-0.067	-0.026	0.002	0.019	0.029	0.031	0.024	0.009
	n = v _x = t = m _y = 0												

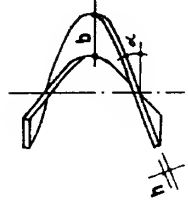
TABLA N° 8.9



$$h/b = 0.15$$

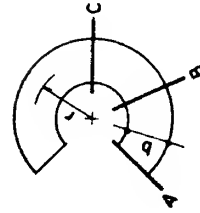
$$b/r = 0.75$$

$$\alpha = 29^\circ$$



COEFICIENTES PARA EL CALCULO DE SOLICITACIONES

θ°	360°	330°	300°	270°	240°	210°	180°	150°	120°	90°	60°	30°
n	1.523	1.733	1.882	1.949	1.932	1.835	1.563	1.426	1.133	0.797	0.452	0.167
v_x	2.748	2.332	1.950	1.613	1.324	1.078	0.874	0.706	0.570	0.456	0.348	0.207
v_y	1.549	1.438	1.213	0.923	0.605	0.290	0.000	-0.243	-0.412	-0.476	-0.392	-0.169
t	0.389	0.168	0.054	0.001	-0.022	-0.032	-0.035	-0.035	-0.033	-0.028	-0.020	-0.011
m_x	-1.570	-1.098	-0.735	-0.480	-0.313	-0.209	-0.149	-0.116	-0.096	-0.079	-0.054	-0.020
m_y	-0.216	-0.534	-0.831	-1.056	-1.186	-1.219	-1.159	-1.015	-0.799	-0.529	-0.248	-0.046
n	2.116	1.989	1.818	1.626	1.425	1.221	1.018	0.816	0.615	0.416	0.229	0.083
v_x	0.623	0.544	0.439	0.446	0.408	0.371	0.333	0.296	0.258	0.219	0.172	0.103
v_y	0.000	-0.194	-0.363	-0.499	-0.605	-0.682	-0.729	-0.743	-0.714	-0.622	-0.437	-0.173
t	0.165	0.081	0.031	0.001	-0.016	-0.027	-0.032	-0.032	-0.029	-0.023	-0.015	-0.006
m_x	0.302	0.221	0.146	0.086	0.044	0.019	0.006	0.001	0.001	0.003	0.004	0.002
m_y	-1.862	-1.732	-1.564	-1.379	-1.139	-1.001	-0.816	-0.634	-0.455	-0.282	-0.126	-0.023
v_y	-1.549	-1.489	-1.401	-1.305	-1.210	-1.120	-1.031	-0.937	-0.825	-0.673	-0.453	-0.175
m_x	-0.523	-0.357	-0.233	-0.144	-0.081	-0.038	-0.007	0.013	0.025	0.029	0.023	0.009
n = v_x = t = m_y = 0												



$$h/b = 0.15$$

$$b/r = 1.00$$

$$\alpha = 29^\circ$$

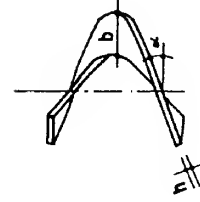


TABLA N° 8.10

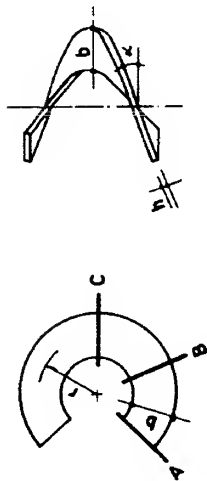
COEFICIENTES PARA EL CALCULO DE SOLICITACIONES

θ°	360°	330°	300°	270°	240°	210°	180°	150°	120°	90°	60°	30°
n	1.523	1.740	1.895	1.969	1.958	1.864	1.695	1.457	1.160	0.818	0.464	0.171
v_x	2.748	2.328	1.943	1.602	1.309	1.062	0.857	0.689	0.554	0.445	0.341	0.205
v_y	1.574	1.465	1.240	0.946	0.622	0.299	0.000	-0.252	-0.431	-0.500	-0.417	-0.189
t	0.350	0.126	0.010	-0.044	-0.066	-0.073	-0.073	-0.070	-0.062	-0.051	-0.036	-0.019
m_x	-1.606	-1.126	-0.756	-0.495	-0.323	-0.216	-0.154	-0.120	-0.099	-0.081	-0.056	-0.021
m_y	-0.194	-0.519	-0.824	-1.057	-1.196	-1.235	-1.180	-1.037	-0.818	-0.543	-0.255	-0.047
n	2.139	2.014	1.844	1.652	1.450	1.246	1.041	0.836	0.631	0.427	0.236	0.086
v_x	0.611	0.530	0.475	0.431	0.394	0.357	0.321	0.285	0.249	0.212	0.169	0.102
v_y	0.000	-0.198	-0.371	-0.512	-0.622	-0.703	-0.755	-0.773	-0.746	-0.653	-0.465	-0.194
t	0.153	0.067	0.016	-0.016	-0.034	-0.044	-0.049	-0.049	-0.044	-0.035	-0.023	-0.010
m_x	0.288	0.208	0.133	0.074	0.033	0.008	-0.003	-0.006	-0.004	0.000	0.003	0.002
m_y	-1.885	-1.757	-1.590	-1.404	-1.213	-1.023	-0.836	-0.651	-0.468	-0.290	-0.130	-0.023
v_y	-1.574	-1.517	-1.431	-1.337	-1.244	-1.155	-1.067	-0.974	-0.881	-0.707	-0.481	-0.195
m_x	-0.561	-0.390	-0.262	-0.169	-0.102	-0.054	-0.020	0.004	0.019	0.026	0.022	0.009
n = v_x = t = m_y = 0												

TABLA N° 8.11



MANUAL PARA EL PROYECTO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO ARMADO PARA EDIFICACIONES



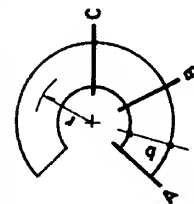
$$h/b = 0.15$$

$$b/r = 1.50$$

$$\alpha = 29^\circ$$

COEFICIENTES PARA EL CALCULO DE SOLICITACIONES

	0°	360°	330°	300°	270°	240°	210°	180°	150°	120°	90°	60°	30°
A	n	1.523	1.758	1.933	2.026	2.031	1.949	1.785	1.545	1.238	0.878	0.500	0.184
	v _x	2.748	2.318	1.922	1.571	1.269	1.015	0.806	0.640	0.511	0.414	0.322	0.197
	v _y	1.648	1.544	1.315	1.011	0.670	0.325	0.000	-0.279	-0.482	-0.563	-0.487	-0.245
	t	0.238	0.003	-0.117	-0.170	-0.189	-0.190	-0.182	-0.167	-0.146	-0.117	-0.083	-0.043
	m _x	-1.708	-1.206	-0.816	-0.538	-0.353	-0.237	-0.168	-0.130	-0.108	-0.088	-0.061	-0.023
B	m _y	-0.132	-0.475	-0.804	-1.061	-1.223	-1.281	-1.237	-1.099	-0.875	-0.585	-0.276	-0.051
	n	2.203	2.084	1.918	1.726	1.523	1.315	1.105	0.892	0.676	0.459	0.254	0.092
	v _x	0.575	0.491	0.434	0.390	0.353	0.319	0.286	0.254	0.224	0.194	0.158	0.099
	v _y	0.000	-0.209	-0.393	-0.547	-0.670	-0.764	-0.828	-0.856	-0.836	-0.743	-0.544	-0.251
	t	0.120	0.027	-0.030	-0.064	-0.084	-0.095	-0.098	-0.095	-0.084	-0.068	-0.046	-0.022
C	m _x	0.247	0.169	0.095	0.038	-0.000	-0.021	-0.028	-0.025	-0.017	-0.008	-0.001	-0.001
	m _y	-1.951	-1.827	-1.661	-1.475	-1.281	-1.086	-0.892	-0.598	-0.505	-0.314	-0.141	-0.026
	v _y	-1.648	-1.598	-1.519	-1.429	-1.341	-1.255	-1.170	-1.079	-0.965	-0.804	-0.563	-0.253
	m _x	-0.667	-0.484	-0.344	-0.239	-0.161	-0.102	-0.057	-0.023	0.003	0.017	0.019	0.009
	n = v _x = t = m _y = 0												



$$h/b = 0.15$$

$$b/r = 2.00$$

$$\alpha = 29^\circ$$

TABLA N° 8.12

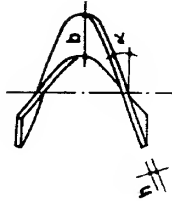
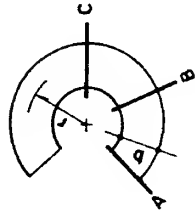
MANUAL PARA EL PROYECTO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO ARMADO PARA EDIFICACIONES



COEFICIENTES PARA EL CALCULO DE SOLICITACIONES

	0°	360°	330°	300°	270°	240°	210°	180°	150°	120°	90°	60°	30°
A	n	1.523	1.784	1.987	2.106	2.133	2.067	1.912	1.670	1.348	0.962	0.550	0.203
	v _x	2.748	2.304	1.892	1.527	1.212	0.949	0.736	0.571	0.450	0.365	0.294	0.187
	v _y	1.751	1.654	1.421	1.102	0.738	0.361	0.000	-0.317	-0.555	-0.664	-0.536	-0.323
	t	0.081	-0.168	-0.294	-0.348	-0.362	-0.355	-0.335	-0.304	-0.262	-0.210	-0.147	-0.076
	m _x	-1.851	-1.319	-0.900	-0.593	-0.395	-0.266	-0.188	-0.145	-0.119	-0.098	-0.068	-0.025
B	m _y	-0.045	-0.414	-0.775	-1.067	-1.260	-1.344	-1.313	-1.185	-0.953	-0.643	-0.305	-0.057
	n	2.293	2.183	2.021	1.830	1.625	1.412	1.194	0.970	0.739	0.505	0.280	0.102
	v _x	0.525	0.436	0.376	0.332	0.296	0.265	0.236	0.211	0.189	0.169	0.144	0.093
	v _y	0.000	-0.224	-0.425	-0.596	-0.738	-0.849	-0.930	-0.972	-0.961	-0.868	-0.654	-0.332
	t	0.072	-0.030	-0.093	-0.131	-0.154	-0.166	-0.167	-0.159	-0.141	-0.114	-0.078	-0.039
C	m _x	0.191	0.115	0.043	-0.012	-0.047	-0.062	-0.063	-0.052	-0.036	-0.013	-0.006	-0.000
	m _y	-2.042	-1.925	-1.761	-1.573	-1.375	-1.174	-0.970	-0.765	-0.556	-0.348	-0.157	-0.029
	v _y	-1.751	-1.712	-1.641	-1.558	-1.475	-1.395	-1.315	-1.225	-1.110	-0.939	-0.677	-0.335
	m _x	-0.816	-0.616	-0.459	-0.338	-0.244	-0.169	-0.109	-0.060	-0.021	0.005	0.015	0.008
	n = v _x = t = m _y = 0												

TABLA N° 8.13

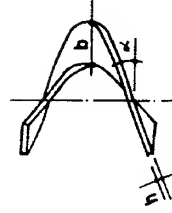
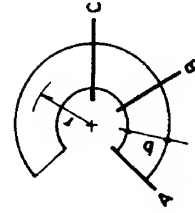


$h/b = 0.15$
 $b/r = 2.50$
 $\alpha = 29^\circ$

COEFICIENTES PARA EL CALCULO DE SOLICITACIONES

	0°	360°	330°	300°	270°	240°	210°	180°	150°	120°	90°	60°	30°
A	n	1.523	1.817	2.056	2.209	2.264	2.219	2.074	1.829	1.489	1.069	0.614	0.226
	v _x	2.748	2.286	1.854	1.470	1.140	0.865	0.646	0.483	0.372	0.305	0.258	0.174
	v _y	1.883	1.796	1.557	1.219	0.824	0.408	0.000	-0.366	-0.648	-0.787	-0.713	-0.424
	t	-0.121	-0.388	-0.522	-0.576	-0.584	-0.566	-0.531	-0.479	-0.413	-0.329	-0.230	-0.118
	m _x	-2.035	-1.463	-1.008	-0.675	-0.448	-0.302	-0.214	-0.164	-0.135	-0.110	-0.076	-0.028
	m _y	0.067	-0.335	-0.739	-1.075	-1.309	-1.426	-1.422	-1.296	-1.055	-0.718	-0.343	-0.065
B	n	2.409	2.310	2.154	1.964	1.757	1.537	1.309	1.070	0.821	0.563	0.313	0.114
	v _x	0.461	0.366	0.303	0.258	0.224	0.195	0.173	0.155	0.144	0.137	0.126	0.087
	v _y	0.000	-0.243	-0.465	-0.660	-0.824	-0.959	-1.061	-1.122	-1.122	-1.029	-0.795	-0.436
	t	0.011	-0.102	-0.174	-0.218	-0.245	-0.257	-0.256	-0.242	-0.214	-0.173	-0.120	-0.060
	m _x	0.119	0.046	-0.024	-0.077	-0.107	-0.116	-0.107	-0.087	-0.060	-0.033	-0.012	-0.002
	m _y	-2.160	-2.031	-1.890	-1.700	-1.497	-1.287	-1.072	-0.850	-0.622	-0.392	-0.177	-0.032
C	v _y	-1.883	-1.859	-1.798	-1.724	-1.549	-1.576	-1.501	-1.414	-1.296	-1.114	-0.823	-0.439
	m _x	-1.007	-0.786	-0.607	-0.465	-0.350	-0.255	-0.175	-0.107	-0.051	-0.011	0.009	0.007
	n = v _x = t = m _y = 0												

TABLA N° 8.14



$h/b = 0.15$
 $b/r = 3.00$
 $\alpha = 29^\circ$

COEFICIENTES PARA EL CALCULO DE SOLICITACIONES

	0°	360°	330°	300°	270°	240°	210°	180°	150°	120°	90°	60°	30°
A	n	1.523	1.857	2.140	2.334	2.425	2.406	2.273	2.024	1.662	1.201	0.692	0.255
	v _x	2.748	2.263	1.807	1.400	1.051	0.762	0.536	0.375	0.276	0.232	0.215	0.158
	v _y	2.045	1.969	1.724	1.363	0.930	0.465	0.000	-0.426	-0.762	-0.938	-0.868	-0.548
	t	-0.367	-0.657	-0.801	-0.855	-0.856	-0.825	-0.770	-0.694	-0.596	-0.475	-0.331	-0.170
	m _x	-2.259	-1.639	-1.139	-0.770	-0.514	-0.348	-0.246	-0.187	-0.153	-0.125	-0.087	-0.032
	m _y	0.204	-0.239	-0.694	-1.084	-1.368	-1.526	-1.549	-1.432	-1.178	-0.809	-0.390	-0.074
B	n	2.550	2.465	2.316	2.128	1.917	1.690	1.449	1.193	0.920	0.634	0.354	0.128
	v _x	0.382	0.280	0.213	0.167	0.135	0.111	0.095	0.087	0.089	0.097	0.103	0.079
	v _y	0.000	-0.266	-0.515	-0.737	-0.930	-1.093	-1.222	-1.305	-1.320	-1.226	-0.968	-0.562
	t	-0.063	-0.191	-0.273	-0.325	-0.355	-0.368	-0.364	-0.343	-0.303	-0.245	-0.171	-0.086
	m _x	0.031	-0.039	-0.106	-0.155	-0.180	-0.181	-0.162	-0.129	-0.090	-0.050	-0.020	-0.004
	m _y	-2.303	-2.204	-2.047	-1.856	-1.646	-1.425	-1.195	-0.955	-0.703	-0.445	-0.202	-0.037
C	v _y	-2.045	-2.038	-1.990	-1.927	-1.861	-1.796	-1.728	-1.645	-1.524	-1.327	-1.003	-0.567
	m _x	-1.241	-0.993	-0.788	-0.620	-0.480	-0.361	-0.256	-0.165	-0.088	-0.030	0.002	0.006
	n = v _x = t = m _y = 0												

TABLA N° 8.15

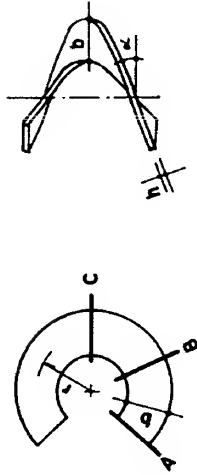


MANUAL PARA EL PROYECTO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO ARMADO PARA EDIFICACIONES

$$h/b = 0.20$$

$$b/r = 0.50$$

$$\alpha = 29^\circ$$



COEFICIENTES PARA EL CALCULO DE SOLICITACIONES

	0°	360°	330°	300°	270°	240°	210°	180°	150°	120°	90°	60°	30°
A	n	1.523	1.725	1.864	1.920	1.890	1.778	1.590	1.337	1.033	0.702	0.388	0.150
	v _x	2.748	2.337	1.960	1.630	1.347	1.110	0.915	0.755	0.625	0.509	0.383	0.216
	v _y	1.516	1.402	1.177	0.889	0.577	0.272	0.000	-0.215	-0.347	-0.367	-0.266	-0.098
	t	0.439	0.221	0.107	0.051	0.025	0.010	0.001	-0.006	-0.010	-0.011	-0.009	-0.005
	m _x	-1.557	-1.098	-0.747	-0.504	-0.346	-0.251	-0.196	-0.163	-0.137	-0.107	-0.066	-0.021
B	m _y	-0.243	-0.552	-0.836	-1.045	-1.157	-1.168	-1.084	-0.916	-0.681	-0.414	-0.171	-0.027
	n	2.087	1.957	1.783	1.587	1.382	1.174	0.967	0.760	0.557	0.364	0.197	0.075
	v _x	0.639	0.562	0.508	0.467	0.431	0.397	0.362	0.327	0.290	0.247	0.190	0.108
	v _y	0.000	-0.189	-0.352	-0.481	-0.577	-0.641	-0.670	-0.660	-0.600	-0.480	-0.297	-0.101
	t	0.170	0.087	0.037	0.006	-0.012	-0.023	-0.029	-0.029	-0.026	-0.018	-0.010	-0.003
C	m _x	0.299	0.219	0.145	0.086	0.046	0.021	0.009	0.006	0.006	0.007	0.006	0.002
	m _y	-1.827	-1.693	-1.521	-1.331	-1.136	-0.942	-0.750	-0.563	-0.382	-0.217	-0.085	-0.013
	v _y	-1.516	-1.451	-1.359	-1.257	-1.154	-1.052	-0.947	-0.832	-0.693	-0.519	-0.307	-0.101
	m _x	-0.484	-0.320	-0.198	-0.110	-0.049	-0.006	0.024	0.042	0.049	0.045	0.030	0.010
	n = v _x = t = m _y = 0												

TABLA N° 8.16

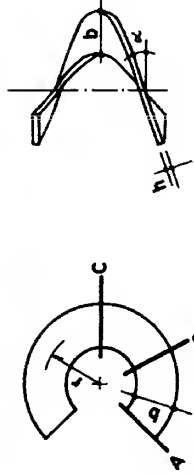
MANUAL PARA EL PROYECTO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO ARMADO PARA EDIFICACIONES



$$h/b = 0.20$$

$$b/r = 0.75$$

$$\alpha = 29^\circ$$

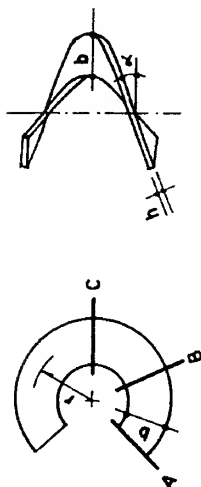


COEFICIENTES PARA EL CALCULO DE SOLICITACIONES

	0°	360°	330°	300°	270°	240°	210°	180°	150°	120°	90°	60°	30°
A	n	1.523	1.729	1.873	1.934	1.903	1.798	1.612	1.358	1.051	0.715	0.396	0.153
	v _x	2.748	2.334	1.955	1.622	1.337	1.099	0.902	0.744	0.615	0.502	0.379	0.215
	v _y	1.534	1.421	1.196	0.905	0.589	0.279	0.000	-0.222	-0.359	-0.382	-0.281	-0.111
	t	0.412	0.191	0.076	0.020	-0.006	-0.019	-0.026	-0.030	-0.030	-0.027	-0.020	-0.011
	m _x	-1.583	-1.118	-0.762	-0.515	-0.354	-0.257	-0.200	-0.166	-0.140	-0.109	-0.067	-0.022
B	m _y	-0.228	-0.541	-0.831	-1.046	-1.163	-1.179	-1.097	-0.930	-0.693	-0.422	-0.175	-0.028
	n	2.103	1.974	1.801	1.605	1.400	1.191	0.982	0.773	0.567	0.371	0.200	0.077
	v _x	0.630	0.552	0.498	0.457	0.421	0.387	0.354	0.320	0.284	0.243	0.188	0.107
	v _y	0.000	-0.192	-0.357	-0.490	-0.589	-0.655	-0.688	-0.680	-0.621	-0.499	-0.314	-0.114
	t	0.161	0.077	0.026	-0.006	-0.025	-0.036	-0.041	-0.041	-0.036	-0.027	-0.016	-0.006
C	m _x	0.289	0.209	0.135	0.077	0.037	0.014	0.003	0.001	0.003	0.006	0.005	0.002
	m _y	-1.843	-1.710	-1.539	-1.349	-1.153	-0.957	-0.763	-0.574	-0.390	-0.222	-0.087	-0.014
	v _y	-1.534	-1.471	-1.380	-1.280	-1.178	-1.077	-0.972	-0.857	-0.717	-0.541	-0.325	-0.115
	m _x	-0.511	-0.344	-0.219	-0.128	-0.063	-0.017	0.015	0.035	0.045	0.043	0.030	0.010
	n = v _x = t = m _y = 0												



TABLA N° 8.17



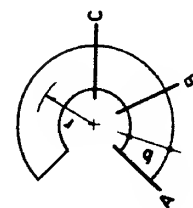
$$h/b = 0.20$$

$$b/r = 1.00$$

$$\alpha = 29^\circ$$

COEFICIENTES PARA EL CALCULO DE SOLICITACIONES

θ	360°	330°	300°	270°	240°	210°	180°	150°	120°	90°	60°	30°
n	1.523	1.736	1.886	1.953	1.933	1.827	1.642	1.388	1.076	0.734	0.407	0.157
v_x	2.748	2.331	1.948	1.611	1.323	1.083	0.886	0.728	0.601	0.491	0.373	0.212
v_y	1.559	1.448	1.222	0.927	0.606	0.288	0.000	-0.231	-0.375	-0.404	-0.303	-0.129
t	0.373	0.149	0.032	-0.024	-0.049	-0.059	-0.064	-0.064	-0.060	-0.050	-0.036	-0.019
m_x	-1.619	-1.146	-0.784	-0.530	-0.366	-0.265	-0.206	-0.171	-0.144	-0.113	-0.069	-0.022
m_y	-0.207	-0.525	-0.824	-1.047	-1.172	-1.194	-1.116	-0.949	-0.710	-0.434	-0.180	-0.029
n	2.125	1.998	1.826	1.631	1.425	1.215	1.004	0.792	0.582	0.381	0.206	0.079
v_x	0.618	0.539	0.484	0.443	0.407	0.374	0.342	0.309	0.276	0.238	0.185	0.106
v_y	0.000	-0.196	-0.365	-0.502	-0.606	-0.676	-0.712	-0.707	-0.650	-0.527	-0.338	-0.132
t	0.150	0.063	0.010	-0.022	-0.042	-0.054	-0.058	-0.057	-0.050	-0.038	-0.024	-0.010
m_x	0.274	0.195	0.122	0.064	0.025	0.003	-0.006	-0.006	-0.002	0.003	-0.004	0.002
m_y	-1.866	-1.735	-1.563	-1.373	-1.176	-0.978	-0.782	-0.589	-0.401	-0.229	-0.090	-0.014
v_y	-1.559	-1.499	-1.411	-1.311	-1.211	-1.111	-1.007	-0.891	-0.751	-0.571	-0.350	-0.133
m_x	-0.548	-0.377	-0.247	-0.153	-0.084	-0.034	0.002	0.027	0.040	0.041	0.029	0.010
$n = v_x = t = m_y = 0$												



$$h/b = 0.20$$

$$b/r = 1.50$$

$$\alpha = 29^\circ$$

TABLA N° 8.18

COEFICIENTES PARA EL CALCULO DE SOLICITACIONES

θ	360°	330°	300°	270°	240°	210°	180°	150°	120°	90°	60°	30°
n	1.523	1.754	1.942	2.009	2.004	1.909	1.729	1.472	1.149	0.787	0.438	0.169
v_x	2.748	2.321	1.927	1.580	1.284	1.037	0.837	0.681	0.561	0.462	0.356	0.206
v_y	1.632	1.526	1.296	0.991	0.653	0.313	0.000	-0.256	-0.423	-0.464	-0.364	-0.179
t	0.263	0.028	-0.093	-0.149	-0.171	-0.176	-0.172	-0.161	-0.143	-0.116	-0.082	-0.043
m_x	-1.721	-1.227	-0.845	-0.575	-0.398	-0.288	-0.224	-0.186	-0.156	-0.122	-0.075	-0.024
m_y	-0.146	-0.483	-0.804	-1.051	-1.198	-1.237	-1.170	-1.005	-0.759	-0.467	-0.195	-0.031
n	2.188	2.068	1.899	1.704	1.497	1.283	1.065	0.845	0.624	0.410	0.222	0.085
v_x	0.583	0.500	0.444	0.402	0.363	0.337	0.308	0.280	0.253	0.222	0.176	0.103
v_y	0.000	-0.206	-0.387	-0.537	-0.653	-0.736	-0.783	-0.786	-0.733	-0.607	-0.406	-0.184
t	0.117	0.023	-0.035	-0.071	-0.092	-0.104	-0.108	-0.104	-0.091	-0.071	-0.047	-0.022
m_x	0.233	0.156	0.083	0.028	-0.009	-0.027	-0.031	-0.026	-0.015	-0.005	0.001	0.001
m_y	-1.930	-1.803	-1.634	-1.442	-1.242	-1.038	-0.835	-0.632	-0.433	-0.248	-0.098	-0.015
v_y	-1.632	-1.580	-1.497	-1.402	-1.306	-1.208	-1.107	-0.991	-0.846	-0.657	-0.420	-0.186
m_x	-0.654	-0.471	-0.330	-0.223	-0.142	-0.081	-0.034	0.001	0.024	0.033	0.026	0.010
$n = v_x = t = m_y = 0$												

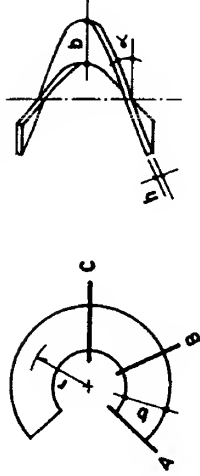


TABLA N° 8.19

$$h/b = 0.20$$

$$b/r = 2.00$$

$$\alpha = 29^\circ$$



COEFICIENTES PARA EL CALCULO DE SOLICITACIONES

	0°	360°	330°	300°	270°	240°	210°	180°	150°	120°	90°	60°	30°
A	n	1.523	1.779	1.976	2.088	2.104	2.025	1.851	1.589	1.250	0.861	0.481	0.186
	v _x	2.748	2.306	1.898	1.537	1.228	0.973	0.770	0.616	0.505	0.421	0.332	0.196
	v _y	1.733	1.634	1.400	1.081	0.719	0.348	0.000	-0.292	-0.490	-0.550	-0.449	-0.251
	f	0.109	-0.140	-0.268	-0.324	-0.342	-0.338	-0.323	-0.296	-0.259	-0.209	-0.147	-0.076
	m _x	-1.864	-1.340	-0.930	-0.637	-0.442	-0.321	-0.249	-0.205	-0.173	-0.135	-0.084	-0.027
B	m _y	-0.060	-0.423	-0.776	-1.056	-1.234	-1.298	-1.246	-1.083	-0.827	-0.513	-0.215	-0.035
	n	2.277	2.165	2.001	1.807	1.597	1.378	1.151	0.919	0.682	0.451	0.244	0.093
	v _x	0.534	0.446	0.338	0.346	0.312	0.284	0.260	0.239	0.221	0.199	0.164	0.098
	v _y	0.000	-0.221	-0.419	-0.585	-0.719	-0.819	-0.881	-0.896	-0.849	-0.718	-0.501	-0.257
	f	0.070	-0.033	-0.098	-0.138	-0.163	-0.175	-0.177	-0.169	-0.143	-0.118	-0.080	-0.039
C	m _x	0.175	0.101	0.030	-0.024	-0.056	-0.069	-0.067	-0.053	-0.034	-0.016	-0.004	-0.000
	m _y	-2.020	-1.900	-1.732	-1.539	-1.334	-1.123	-0.909	-0.693	-0.478	-0.275	-0.109	-0.017
	v _y	-1.733	-1.692	-1.617	-1.529	-1.438	-1.345	-1.246	-1.130	-0.930	-0.777	-0.519	-0.259
	m _x	-0.803	-0.603	-0.445	-0.321	-0.225	-0.147	-0.084	-0.034	0.003	0.022	0.023	0.009
	n = v _x = f = m _y = 0												

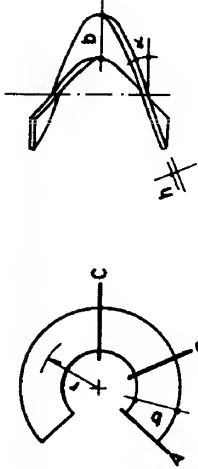


TABLA N° 8.20

$$h/b = 0.20$$

$$b/r = 2.50$$

$$\alpha = 29^\circ$$

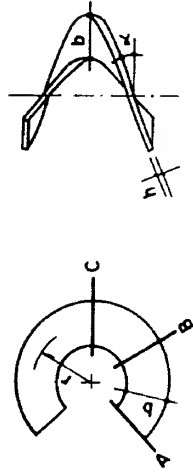


COEFICIENTES PARA EL CALCULO DE SOLICITACIONES

	0°	360°	330°	300°	270°	240°	210°	180°	150°	120°	90°	60°	30°
A	n	1.523	1.812	2.044	2.189	2.233	2.173	2.008	1.740	1.380	0.957	0.536	0.207
	v _x	2.748	2.288	1.860	1.481	1.157	0.891	0.693	0.532	0.433	0.367	0.302	0.185
	v _y	1.863	1.774	1.534	1.196	0.804	0.394	0.000	-0.339	-0.576	-0.659	-0.559	-0.342
	f	-0.090	-0.357	-0.493	-0.549	-0.561	-0.548	-0.517	-0.471	-0.408	-0.328	-0.230	-0.118
	m _x	-2.048	-1.485	-1.039	-0.717	-0.500	-0.362	-0.280	-0.231	-0.194	-0.152	-0.095	-0.031
B	m _y	0.050	-0.345	-0.740	-1.063	-1.281	-1.376	-1.343	-1.184	-0.914	-0.572	-0.242	-0.039
	n	2.391	2.290	2.131	1.938	1.725	1.499	1.262	1.014	0.757	0.502	0.273	0.104
	v _x	0.471	0.377	0.315	0.273	0.241	0.217	0.198	0.187	0.179	0.171	0.148	0.092
	v _y	0.000	-0.240	-0.459	-0.648	-0.804	-0.926	-1.008	-1.038	-0.997	-0.861	-0.623	-0.351
	f	0.010	-0.105	-0.178	-0.225	-0.253	-0.266	-0.266	-0.252	-0.222	-0.177	-0.121	-0.060
C	m _x	0.101	0.030	-0.039	-0.090	-0.117	-0.124	-0.112	-0.088	-0.058	-0.030	-0.010	-0.002
	m _y	-2.136	-2.023	-1.858	-1.663	-1.452	-1.232	-1.004	-0.771	-0.535	-0.310	-0.124	-0.020
	v _y	-1.863	-1.836	-1.772	-1.692	-1.608	-1.521	-1.425	-1.308	-1.151	-0.932	-0.645	-0.354
	m _x	-0.994	-0.773	-0.593	-0.448	-0.330	-0.232	-0.149	-0.079	-0.025	0.009	0.013	0.008
	n = v _x = f = m _y = 0												



TABLA N° 8.21



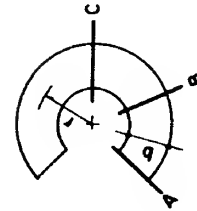
$$h/b = 0.20$$

$$b/r = 3.00$$

$$\alpha = 29^\circ$$

COEFICIENTES PARA EL CALCULO DE SOLICITACIONES

	0°	360°	330°	300°	270°	240°	210°	180°	150°	120°	90°	60°	30°
A	n	1.523	1.852	2.127	2.312	2.391	2.354	2.199	1.924	1.539	1.074	0.504	0.233
	v _x	2.748	2.266	1.814	1.412	1.070	0.790	0.577	0.430	0.344	0.303	0.264	0.170
	v _y	2.022	1.944	1.698	1.337	0.908	0.449	0.000	-0.395	-0.681	-0.793	-0.693	-0.454
	f	-0.332	-0.622	-0.768	-0.825	-0.830	-0.803	-0.754	-0.684	-0.591	-0.473	-0.331	-0.170
	m _x	-2.272	-1.663	-1.173	-0.814	-0.570	-0.413	-0.319	-0.262	-0.220	-0.173	-0.108	-0.035
B	m _y	0.184	-0.251	-0.695	-1.072	-1.338	-1.471	-1.461	-1.307	-1.021	-0.645	-0.274	-0.045
	n	2.530	2.443	2.291	2.099	1.883	1.648	1.397	1.130	0.849	0.566	0.308	0.117
	v _x	0.394	0.292	0.227	0.183	0.154	0.134	0.123	0.122	0.128	0.135	0.129	0.085
	v _y	0.000	-0.263	-0.508	-0.724	-0.908	-1.056	-1.162	-1.211	-1.179	-1.036	-0.773	-0.466
	f	-0.063	-0.193	-0.276	-0.330	-0.363	-0.378	-0.375	-0.354	-0.312	-0.250	-0.172	-0.086
C	m _x	0.011	-0.057	-0.123	-0.170	-0.192	-0.190	-0.168	-0.131	-0.088	-0.048	-0.018	-0.003
	m _y	-2.277	-2.175	-2.012	-1.815	-1.597	-1.365	-1.121	-0.866	-0.605	-0.352	-0.141	-0.022
	v _y	-2.022	-2.012	-1.961	-1.891	-1.816	-1.735	-1.644	-1.527	-1.361	-1.122	-0.809	-0.470
	m _x	-1.279	-0.980	-0.773	-0.603	-0.460	-0.336	-0.228	-0.134	-0.059	-0.008	0.012	0.007
	n = v _x = f = m _y = 0												



$$h/b = 0.25$$

$$b/r = 0.50$$

$$\alpha = 29^\circ$$

TABLA N° 8.22

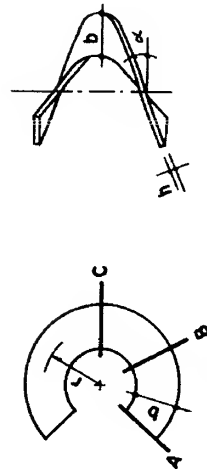
COEFICIENTES PARA EL CALCULO DE SOLICITACIONES

	0°	360°	330°	300°	270°	240°	210°	180°	150°	120°	90°	60°	30°
A	n	1.523	1.720	1.853	1.901	1.861	1.735	1.534	1.268	0.958	0.637	0.353	0.143
	v _x	2.748	2.339	1.966	1.640	1.353	1.133	0.946	0.794	0.666	0.545	0.403	0.220
	v _y	1.498	1.332	1.155	0.867	0.558	0.259	0.000	-0.194	-0.297	-0.293	-0.196	-0.068
	f	0.467	0.248	0.132	0.074	0.044	0.025	0.011	0.000	-0.007	-0.010	-0.009	-0.005
	m _x	-1.573	-1.122	-0.730	-0.545	-0.396	-0.306	-0.252	-0.215	-0.178	-0.131	-0.074	-0.022
B	m _y	-0.259	-0.561	-0.836	-1.033	-1.129	-1.121	-1.016	-0.827	-0.584	-0.330	-0.125	-0.018
	n	2.071	1.938	1.762	1.562	1.353	1.140	0.927	0.716	0.514	0.329	0.178	0.072
	v _x	0.648	0.572	0.520	0.481	0.447	0.416	0.384	0.351	0.314	0.266	0.201	0.110
	v _y	0.000	-0.187	-0.345	-0.469	-0.558	-0.610	-0.624	-0.594	-0.514	-0.383	-0.219	-0.070
	f	0.165	0.081	0.029	-0.002	-0.022	-0.034	-0.039	-0.038	-0.031	-0.021	-0.011	-0.003
C	m _x	0.283	0.205	0.132	0.075	0.037	0.016	0.007	0.006	0.008	0.009	0.007	0.002
	m _y	-1.804	-1.566	-1.490	-1.294	-1.093	-0.891	-0.692	-0.500	-0.322	-0.170	-0.061	-0.009
	v _y	-1.498	-1.430	-1.334	-1.227	-1.116	-1.003	-0.883	-0.749	-0.594	-0.415	-0.226	-0.071
	m _x	-0.469	-0.304	-0.181	-0.091	-0.027	0.013	0.048	0.065	0.068	0.057	0.034	0.011
	n = v _x = f = m _y = 0												





TABLA N° 8.23



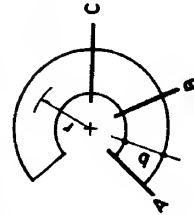
$$h/b = 0.25$$

$$b/r = 0.75$$

$$\alpha = 29^\circ$$

COEFICIENTES PARA EL CALCULO DE SOLICITACIONES

	0°	360°	330°	300°	270°	240°	210°	180°	150°	120°	90°	60°	30°
A	n	1.523	1.724	1.862	1.915	1.878	1.755	1.554	1.237	0.974	0.649	0.360	0.146
	v _x	2.748	2.337	1.961	1.633	1.354	1.122	0.934	0.783	0.657	0.538	0.399	0.219
	v _y	1.515	1.401	1.174	0.883	0.569	0.266	0.000	-0.200	-0.308	-0.307	-0.210	-0.081
	t	0.440	0.218	0.102	0.044	0.014	-0.003	-0.016	-0.024	-0.028	-0.027	-0.020	-0.011
	m _x	-1.599	-1.142	-0.796	-0.557	-0.404	-0.313	-0.257	-0.219	-0.182	-0.134	-0.076	-0.022
B	m _y	-0.244	-0.550	-0.831	-1.034	-1.135	-1.131	-1.023	-0.840	-0.594	-0.336	-0.127	-0.019
	n	2.087	1.955	1.780	1.580	1.370	1.156	0.941	0.729	0.523	0.336	0.182	0.073
	v _x	0.639	0.562	0.510	0.471	0.438	0.407	0.376	0.344	0.309	0.263	0.199	0.109
	v _y	0.000	-0.189	-0.351	-0.478	-0.569	-0.625	-0.641	-0.613	-0.533	-0.401	-0.234	-0.083
	t	0.157	0.071	0.018	-0.014	-0.035	-0.047	-0.051	-0.050	-0.042	-0.030	-0.016	-0.006
C	m _x	0.273	0.194	0.122	0.066	0.028	0.008	0.000	0.001	0.005	0.007	0.006	0.002
	m _y	-1.819	-1.683	-1.507	-1.311	-1.108	-0.905	-0.704	-0.510	-0.329	-0.174	-0.063	-0.009
	v _y	-1.515	-1.450	-1.355	-1.249	-1.139	-1.026	-0.907	-0.773	-0.616	-0.434	-0.242	-0.083
	m _x	-0.495	-0.328	-0.201	-0.109	-0.042	0.006	0.039	0.059	0.064	0.055	0.034	0.010
	n = v _x = t = m _y = 0												



$$h/b = 0.25$$

$$b/r = 1.00$$

$$\alpha = 29^\circ$$

TABLA N° 8.24

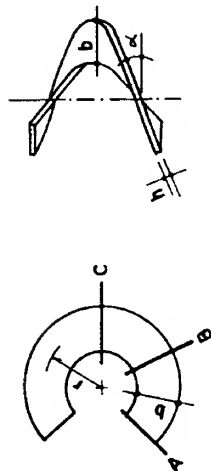
COEFICIENTES PARA EL CALCULO DE SOLICITACIONES

	0°	360°	330°	300°	270°	240°	210°	180°	150°	120°	90°	60°	30°
A	n	1.523	1.731	1.875	1.934	1.902	1.783	1.584	1.315	0.998	0.666	0.369	0.150
	v _x	2.748	2.333	1.954	1.622	1.340	1.107	0.918	0.768	0.644	0.529	0.394	0.216
	v _y	1.540	1.427	1.199	0.905	0.586	0.274	0.000	-0.208	-0.323	-0.326	-0.229	-0.097
	t	0.402	0.177	0.059	0.001	-0.028	-0.044	-0.053	-0.058	-0.057	-0.050	-0.036	-0.019
	m _x	-1.634	-1.171	-0.818	-0.573	-0.417	-0.322	-0.265	-0.226	-0.187	-0.138	-0.078	-0.023
B	m _y	-0.223	-0.535	-0.824	-1.035	-1.144	-1.146	-1.045	-0.857	-0.609	-0.346	-0.131	-0.019
	n	2.109	1.979	1.805	1.605	1.395	1.179	0.962	0.746	0.537	0.345	0.137	0.075
	v _x	0.627	0.549	0.496	0.457	0.424	0.394	0.365	0.335	0.301	0.258	0.196	0.108
	v _y	0.000	-0.193	-0.358	-0.490	-0.586	-0.645	-0.665	-0.639	-0.560	-0.426	-0.255	-0.100
	t	0.145	0.057	0.003	-0.031	-0.052	-0.064	-0.069	-0.066	-0.056	-0.041	-0.025	-0.010
C	m _x	0.258	0.180	0.108	0.053	0.016	-0.003	-0.009	-0.006	0.000	0.005	0.005	0.002
	m _y	-1.841	-1.707	-1.531	-1.335	-1.131	-0.925	-0.722	-0.524	-0.339	-0.179	-0.065	-0.009
	v _y	-1.540	-1.478	-1.385	-1.280	-1.171	-1.059	-0.940	-0.805	-0.647	-0.461	-0.264	-0.101
	m _x	-0.532	-0.361	-0.230	-0.133	-0.062	-0.010	0.027	0.050	0.059	0.053	0.033	0.010
	n = v _x = t = m _y = 0												





TABLA N° 8.25



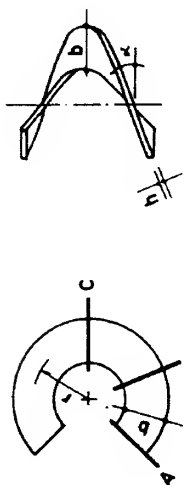
$$h/b = 0.25$$

$$b/r = 1.50$$

$$\alpha = 29^\circ$$

COEFICIENTES PARA EL CALCULO DE SOLICITACIONES

θ	360°	330°	300°	270°	240°	210°	180°	150°	120°	90°	60°	30°
n	1.523	1.748	1.912	1.989	1.972	1.863	1.667	1.394	1.064	0.714	0.397	0.161
v_x	2.748	2.324	1.934	1.592	1.301	1.063	0.872	0.724	0.608	0.502	0.379	0.210
v_y	1.611	1.503	1.272	0.968	0.632	0.299	0.000	-0.233	-0.367	-0.381	-0.284	-0.146
t	0.294	0.059	-0.064	-0.123	-0.143	-0.153	-0.160	-0.154	-0.139	-0.115	-0.082	-0.043
m_x	-1.737	-1.252	-0.880	-0.620	-0.451	-0.348	-0.286	-0.244	-0.202	-0.150	-0.085	-0.025
m_y	-0.163	-0.493	-0.804	-1.039	-1.169	-1.187	-1.095	-0.907	-0.650	-0.372	-0.142	-0.081
n	2.171	2.047	1.876	1.677	1.465	1.245	1.021	0.796	0.575	0.371	0.201	
v_x	0.593	0.511	0.457	0.417	0.386	0.358	0.332	0.307	0.280	0.244	0.198	0.105
v_y	0.000	-0.203	-0.380	-0.524	-0.632	-0.702	-0.732	-0.713	-0.636	-0.498	-0.316	-0.149
t	0.113	0.018	-0.041	-0.079	-0.102	-0.115	-0.119	-0.113	-0.098	-0.075	-0.048	-0.022
m_x	0.215	0.140	0.069	0.015	-0.019	-0.034	-0.035	-0.026	-0.014	-0.003	0.002	0.001
m_y	-1.904	-1.774	-1.600	-1.402	-1.194	-0.923	-0.771	-0.563	-0.366	-0.194	-0.071	-0.010
v_y	-1.611	-1.556	-1.469	-1.369	-1.263	-1.154	-1.035	-0.899	-0.735	-0.539	-0.328	-0.151
m_x	-0.638	-0.455	-0.312	-0.203	-0.120	-0.056	-0.008	0.026	0.045	0.046	0.031	0.010
$n = v_x = t = m_y = 0$												



$$h/b = 0.25$$

$$b/r = 2.00$$

$$\alpha = 29^\circ$$

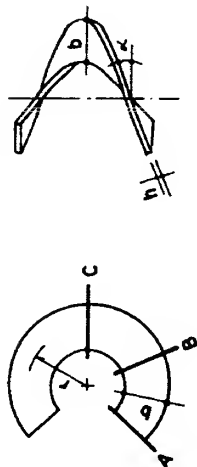
TABLA N° 8.26

COEFICIENTES PARA EL CALCULO DE SOLICITACIONES

θ	360°	330°	300°	270°	240°	210°	180°	150°	120°	90°	60°	30°
n	1.523	1.773	1.963	2.066	2.070	1.975	1.784	1.504	1.157	0.781	0.436	0.177
v_x	2.748	2.310	1.905	1.549	1.247	1.001	0.807	0.663	0.556	0.465	0.357	0.201
v_y	1.710	1.609	1.375	1.056	0.696	0.333	0.000	-0.267	-0.429	-0.458	-0.360	-0.213
t	0.143	-0.106	-0.236	-0.295	-0.317	-0.319	-0.309	-0.288	-0.255	-0.208	-0.147	-0.076
m_x	-1.880	-1.366	-0.967	-0.684	-0.499	-0.385	-0.316	-0.269	-0.223	-0.166	-0.095	-0.028
m_y	-0.079	-0.434	-0.777	-1.043	-1.203	-1.244	-1.165	-0.977	-0.708	-0.408	-0.157	-0.023
n	2.257	2.143	1.976	1.777	1.562	1.337	1.104	0.865	0.629	0.407	0.221	0.089
v_x	0.545	0.459	0.402	0.362	0.331	0.307	0.286	0.269	0.250	0.223	0.177	0.101
v_y	0.000	-0.218	-0.411	-0.571	-0.696	-0.783	-0.826	-0.817	-0.743	-0.598	-0.402	-0.219
t	0.067	-0.037	-0.103	-0.146	-0.172	-0.186	-0.189	-0.178	-0.155	-0.121	-0.080	-0.039
m_x	0.156	0.083	0.014	-0.038	-0.068	-0.077	-0.071	-0.054	-0.033	-0.014	-0.003	-0.000
m_y	-1.992	-1.868	-1.696	-1.496	-1.283	-1.063	-0.840	-0.618	-0.404	-0.216	-0.079	-0.011
v_y	-1.710	-1.666	-1.587	-1.493	-1.392	-1.286	-1.169	-1.030	-0.857	-0.647	-0.416	-0.220
m_x	-0.787	-0.587	-0.427	-0.301	-0.202	-0.122	-0.057	-0.007	0.025	0.036	0.027	0.009
$n = v_x = t = m_y = 0$												



TABLA N° 8.27



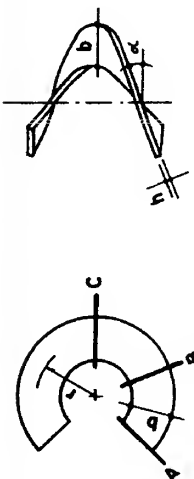
$$h/b = 0.25$$

$$b/r = 2.50$$

$$\alpha = 29^\circ$$

COEFICIENTES PARA EL CALCULO DE SOLICITACIONES

	0°	360°	330°	300°	270°	240°	210°	180°	150°	120°	90°	60°	30°
A	n	1.523	1.805	2.030	2.164	2.196	2.119	1.934	1.647	1.277	0.867	0.486	0.197
	v _x	2.748	2.292	1.868	1.494	1.178	0.921	0.724	0.584	0.490	0.417	0.330	0.190
	v _y	1.838	1.746	1.506	1.169	0.779	0.377	0.000	-0.310	-0.508	-0.556	-0.459	-0.300
	t	-0.051	-0.319	-0.457	-0.517	-0.533	-0.525	-0.501	-0.462	-0.404	-0.326	-0.229	-0.118
	m _x	-2.064	-1.513	-1.078	-0.768	-0.561	-0.432	-0.354	-0.301	-0.251	-0.137	-0.107	-0.032
B	m _y	0.029	-0.358	-0.741	-1.050	-1.247	-1.317	-1.254	-1.067	-0.782	-0.455	-0.176	-0.026
	n	2.369	2.266	2.104	1.907	1.683	1.455	1.210	0.955	0.698	0.454	0.247	0.099
	v _x	0.483	0.391	0.331	0.290	0.262	0.241	0.228	0.219	0.212	0.198	0.163	0.095
	v _y	0.000	-0.236	-0.450	-0.632	-0.779	-0.887	-0.948	-0.950	-0.879	-0.727	-0.512	-0.308
	t	0.008	-0.108	-0.183	-0.232	-0.262	-0.278	-0.278	-0.263	-0.230	-0.181	-0.122	-0.060
C	m _x	0.079	0.010	-0.057	-0.106	-0.131	-0.133	-0.113	-0.090	-0.057	-0.028	-0.010	-0.002
	m _y	-2.106	-1.939	-1.819	-1.617	-1.397	-1.167	-0.929	-0.688	-0.453	-0.244	-0.089	-0.013
	v _y	-1.838	-1.808	-1.739	-1.653	-1.558	-1.456	-1.340	-1.198	-1.015	-0.736	-0.530	-0.310
	m _x	-0.978	-0.756	-0.575	-0.428	-0.307	-0.205	-0.120	-0.059	-0.001	0.024	0.323	0.009
	n = v _x = t = m _y = 0												



$$h/b = 0.25$$

$$b/r = 3.00$$

$$\alpha = 29^\circ$$

TABLA N° 8.28

COEFICIENTES PARA EL CALCULO DE SOLICITACIONES

	0°	360°	330°	300°	270°	240°	210°	180°	150°	120°	90°	60°	30°
A	n	1.523	1.845	2.111	2.285	2.349	2.294	2.117	1.820	1.423	0.972	0.546	0.222
	v _x	2.748	2.270	1.823	1.427	1.093	0.824	0.623	0.488	0.409	0.359	0.296	0.176
	v _y	1.994	1.913	1.667	1.307	0.881	0.431	0.000	-0.363	-0.604	-0.676	-0.579	-0.406
	t	-0.289	-0.579	-0.727	-0.787	-0.798	-0.778	-0.736	-0.673	-0.586	-0.471	-0.330	-0.170
	m _x	-2.289	-1.692	-1.215	-0.869	-0.637	-0.490	-0.401	-0.340	-0.284	-0.212	-0.122	-0.036
B	m _y	0.160	-0.265	-0.697	-1.057	-1.302	-1.407	-1.364	-1.177	-0.872	-0.512	-0.139	-0.030
	n	2.505	2.416	2.261	2.064	1.841	1.599	1.339	1.065	0.782	0.511	0.278	0.111
	v _x	0.407	0.307	0.244	0.203	0.177	0.161	0.156	0.158	0.165	0.166	0.145	0.088
	v _y	0.000	-0.259	-0.498	-0.707	-0.881	-1.013	-1.096	-1.113	-1.047	-0.894	-0.646	-0.416
	t	-0.064	-0.195	-0.281	-0.337	-0.373	-0.390	-0.388	-0.365	-0.320	-0.254	-0.173	-0.086
C	m _x	-0.014	-0.080	-0.144	-0.188	-0.207	-0.201	-0.175	-0.134	-0.087	-0.046	-0.017	-0.003
	m _y	-2.244	-2.137	-1.970	-1.765	-1.537	-1.294	-1.038	-0.774	-0.513	-0.273	-0.102	-0.015
	v _y	-1.994	-1.981	-1.925	-1.848	-1.761	-1.664	-1.550	-1.403	-1.209	-0.957	-0.669	-0.420
	m _x	-1.211	-0.963	-0.755	-0.582	-0.435	-0.308	-0.197	-0.103	-0.033	0.008	0.018	0.008
	n = v _x = t = m _y = 0												



ESCALERAS HELICOIDALES

CALCULAR LA ESCALERA HELICOIDAL CORRESPONDIENTE A:

DATOS:

$$\begin{aligned}
 b &= 2.40 \text{ m.} & r &= 3.20 \text{ m.} \\
 h &= 0.24 \text{ m.} & \phi_0 &= 120^\circ \\
 \alpha &= \text{PENDIENTE DEL HELICOIDE} = 29^\circ \\
 q &= \text{CARGA POR METRO CUADRADO DE PROYECCION HORIZONTAL} = 1000 \text{ K/m}^2
 \end{aligned}$$

SE DESEAN CALCULAR LAS SOLICITACIONES EN:

SECCION A

SECCION B

SECCION C

1. SE CALCULAN LOS VALORES:

$$\frac{h}{b} = \frac{0.24}{2.40} = 0.10 \quad \frac{b}{r} = \frac{2.40}{3.20} = 0.75$$

2. DE LA TABLA CORRESPONDIENTE A $h/b = 0.10$ Y $b/r = 0.75$, SE TOMAN LOS VALORES DE LOS COEFICIENTES EN LA COLUMNA $\phi_0 = 120^\circ$

3. PARA LAS SOLICITACIONES EN EL APOYO = SECCION A

$$\begin{aligned}
 N &= nqr = 1.209 \times 1000 \times 3.20 = 3868.8 \text{ Kg.} \\
 V_x &= v_xqr = 0.527 \times 1000 \times 3.20 = 1686.4 \text{ Kg.} \\
 V_y &= v_yqr = -0.463 \times 1000 \times 3.20 = -1481.6 \text{ Kg.} \\
 M_t &= tqr^2 = -0.035 \times 1000 \times (3.20)^2 = -358.4 \text{ K-m.} \\
 M_x &= m_xqr^2 = -0.055 \times 1000 \times (3.20)^2 = -563.2 \text{ K-m.} \\
 M_y &= m_yqr^2 = -0.097 \times 1000 \times (3.20)^2 = -985.28 \text{ K-m.}
 \end{aligned}$$

4. CON LOS COEFICIENTES CORRESPONDIENTES A $1/4 L$ OBTENEMOS:

$$\begin{aligned}
 N &= nqr = 0.659 \times 1000 \times 3.20 = 2108.8 \text{ Kg.} \\
 V_x &= v_xqr = 0.233 \times 1000 \times 3.20 = 745.6 \text{ Kg.} \\
 V_y &= v_yqr = -0.802 \times 1000 \times 3.20 = -2566.4 \text{ Kg.} \\
 M_t &= tqr^2 = -0.023 \times 1000 \times (3.20)^2 = -235.52 \text{ K-m.} \\
 M_x &= m_xqr^2 = -0.001 \times 1000 \times (3.20)^2 = -10.24 \text{ K-m.} \\
 M_y &= m_yqr^2 = -0.516 \times 1000 \times (3.20)^2 = -5283.84 \text{ K-m.}
 \end{aligned}$$

5. PARA $1/2 L$:

$$\begin{aligned}
 N &= V_x = T = M_y = 0 \\
 V_y &= v_yqr = -0.926 \times 1000 \times 3.20 = -2963.2 \text{ Kg.} \\
 M_x &= m_xqr^2 = 0.006 \times 1000 \times (3.20)^2 = 61.44 \text{ K-m.}
 \end{aligned}$$



ASPECTOS GENERALES.

Las vigas en balcón son estructuras relativamente complicadas en las cuales además de los momentos flectores se presentan momentos torsores que deben ser tomados en cuenta en el diseño.

TABLAS Y FORMULAS.

En este trabajo se incluyen tablas y fórmulas para vigas en balcón de planta circular y vigas y losas en balcón de planta con dos quiebres a 90° y 3 lados rectos, ambos casos con carga uniformemente repartida que es lo más frecuente.

Se tomarán en cuenta la relación de aspecto de la sección transversal de la viga y la relación de luces en el elemento con dos quiebres. En la de la planta circular se tomaron valores del ángulo al centro cada 15° .

Se dan valores de momentos flectores y momentos torsores en diversas secciones de la viga.

El cálculo de las vigas y losas en balcón se hizo por el método de las acciones.

NOTACION.

a) Vigas de Planta circular

R = radio de la escalera

β = semi-ángulo de giración de la escalera

w = carga uniforme

$$k = \frac{EI}{GJ}$$

$$z = \frac{2(k+1) \sin \beta - 2k \beta \cos \beta}{(k+1)\beta - (k-1) \sin \beta \cos \beta}$$

b) Vigas con dos quiebres.

α , β y γ = coeficientes de Momentos.

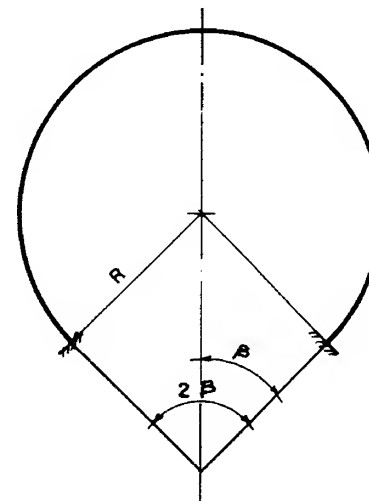


BIBLIOGRAFIA

Ministerio de Obras Públicas
"Manual para Cálculo de Edificios"
Ed. Cooperativa en Artes Gráficas.
Caracas 1944.
Bincy Kumar Chatterjee
"Theory and Design of Concrete Shells"
Ed. Eduard Arnold LTD.
Londres 1971.



VIGA CIRCULAR CON CARGA UNIFORME



M FLECTOR EN EL CENTRO DEL TRAMO :

$$M_{\text{TRAMO}} = \omega R^2 (Z - 1)$$

M FLECTOR EN EL APOYO :

$$M_{\text{APOYO}} = \omega R^2 (Z \cos \beta - 1)$$

M TORSOR EN EL APOYO :

$$M_t = \omega R^2 (Z \sin \beta - \beta)$$

β EN RADIANES



TABLA N° 8.29

 $\beta = 15^\circ$

b/h	Z	Z - 1	Z cos. β	Z cos. $\beta - 1$	Z sen. β	Z sen. $\beta - \beta$
0.20	1.0101	0.0101	0.9757	- 0.0243	0.2614	- 0.0004
0.25	1.0105	0.0105	0.9761	- 0.0239	0.2615	- 0.0003
0.33	1.0108	0.0108	0.9764	- 0.0236	0.2616	- 0.0002
0.40	1.0109	0.0109	0.9765	- 0.0235	0.2616	- 0.0002
0.50	1.0111	0.0111	0.9766	- 0.0234	0.2617	- 0.0001
0.67	1.0112	0.0112	0.9767	- 0.0233	0.2617	- 0.0001
0.85	0.0112	0.0112	0.9767	- 0.0233	0.2617	- 0.0001
1.0	0.0113	0.0113	0.9768	- 0.0232	0.2617	- 0.0001
5.0	1.0112	0.0112	0.9767	- 0.0233	0.2617	- 0.0001
10.0	1.0113	0.0113	0.9768	- 0.0232	0.2617	- 0.0001

TABLA N° 8.30

 $\beta = 30^\circ$

b/h	Z	Z - 1	Z cos. β	Z cos. $\beta - 1$	Z sen. β	Z sen. $\beta - \beta$
0.20	1.0345	0.0345	0.8959	- 0.1041	0.5173	- 0.0063
0.25	1.0363	0.0363	0.8975	- 0.1025	0.5182	- 0.0054
0.33	1.0385	0.0385	0.8994	- 0.1006	0.5193	- 0.0043
0.40	1.0398	0.0398	0.9005	- 0.0995	0.5199	- 0.0037
0.50	1.0411	0.0411	0.9016	- 0.0984	0.5206	- 0.0030
0.67	1.0423	0.0423	0.9027	- 0.0973	0.5212	- 0.0024
0.85	1.0429	0.0429	0.9032	- 0.0968	0.5215	- 0.0021
1.0	1.0433	0.0433	0.9035	- 0.0965	0.5217	- 0.0019
5.0	1.0443	0.0443	0.9044	- 0.0956	0.5222	- 0.0014
10.0	1.0444	0.0444	0.9045	- 0.0955	0.5222	- 0.0014



TABLA N° 8.31

 $\beta = 45^\circ$

b/h	Z	Z - 1	Z cos. β	Z cos. $\beta - 1$	Z sen. β	Z sen. $\beta - \beta$
0.20	1.0712	0.0712	0.7575	- 0.2425	0.7575	- 0.0279
0.25	1.0740	0.0740	0.7594	- 0.2406	0.7594	- 0.0260
0.33	1.0782	0.0782	0.7624	- 0.2376	0.7624	- 0.0230
0.40	1.0810	0.0810	0.7644	- 0.2356	0.7644	- 0.0210
0.50	1.0843	0.0843	0.7667	- 0.2333	0.7667	- 0.0187
0.67	1.0880	0.0880	0.7693	- 0.2307	0.7693	- 0.0161
0.85	1.0901	0.0901	0.7708	- 0.2292	0.7708	- 0.0146
1.0	1.0915	0.0915	0.7718	- 0.2282	0.7718	- 0.0136
5.0	1.0954	0.0954	0.7746	- 0.2254	0.7746	- 0.0108
10.0	1.0957	0.0957	0.7748	- 0.2252	0.7748	- 0.0106

TABLA N° 8.32

 $\beta = 60^\circ$

b/h	Z	Z - 1	Z cos. β	Z cos. $\beta - 1$	Z sen. β	Z sen. $\beta - \beta$
0.20	1.1220	0.1220	0.5610	- 0.4390	0.9717	- 0.0755
0.25	1.1248	0.1248	0.5624	- 0.4376	0.9741	- 0.0731
0.33	1.1296	0.1296	0.5648	- 0.4352	0.9783	- 0.0689
0.40	1.1332	0.1332	0.5666	- 0.4334	0.9814	- 0.0658
0.50	1.1378	0.1378	0.5689	- 0.4311	0.9854	- 0.0618
0.67	1.1435	0.1435	0.5718	- 0.4282	0.9903	- 0.0569
0.85	1.1474	0.1474	0.5737	- 0.4263	0.9937	- 0.0535
1.0	1.1500	0.1500	0.5750	- 0.4250	0.9959	- 0.0513
5.0	1.1580	0.1580	0.5790	- 0.4210	1.0029	- 0.0443
10.0	1.1587	0.1587	0.5794	- 0.4206	1.0035	- 0.0437



TABLA N° 8.33

 $\beta = 75^\circ$

b/h	Z	Z - 1	Z cos. β	Z cos. $\beta - 1$	Z sen. β	Z sen. $\beta - \beta$
0.20	0.1888	0.1888	0.3077	- 0.6923	1.1483	- 0.1607
0.25	1.1908	0.1908	0.3082	- 0.6918	1.1502	- 0.1588
0.33	1.1943	0.1943	0.3091	- 0.6909	1.1536	- 0.1554
0.40	1.1970	0.1970	0.3098	- 0.6902	1.1562	- 0.1528
0.50	1.2009	0.2009	0.3108	- 0.6892	1.1600	- 0.1490
0.67	1.2061	0.2061	0.3122	- 0.6878	1.1650	- 0.1440
0.85	1.2098	0.2098	0.3131	- 0.6869	1.1686	- 0.1404
1.0	1.2126	0.2126	0.3138	- 0.6862	1.1713	- 0.1377
5.0	1.2219	0.2219	0.3163	- 0.6837	1.1803	- 0.1287
10.0	1.2227	0.2227	0.3165	- 0.6835	1.1810	- 0.1280

TABLA N° 8.34

 $\beta = 90^\circ$

b/h	Z	Z - 1	Z cos. β	Z cos. $\beta - 1$	Z sen. β	Z sen. $\beta - \beta$
0.20 a 10.0	1.2732	0.2732	0	-1	1.2752	0.4878



TABLA N° 8.35

 $\beta = 105^\circ$

b/h	Z	Z - 1	Z cos. β	Z cos. $\beta - 1$	Z sen. β	Z sen. $\beta - \beta$
0.20	1.3761	0.3761	- 0.3562	- 1.3562	1.3292	- 0.5043
0.25	1.3728	0.3728	- 0.3553	- 1.3553	1.3260	- 0.5066
0.33	1.3666	0.3666	- 0.3537	- 1.3537	1.3200	- 0.5126
0.40	1.3614	0.3614	- 0.3524	- 1.3524	1.3150	- 0.5176
0.50	1.3536	0.3536	- 0.3503	- 1.3503	1.3075	- 0.5251
0.67	1.3421	0.3421	- 0.3474	- 1.3474	1.2964	- 0.5362
0.85	1.3329	0.3329	- 0.3450	- 1.3450	1.2875	- 0.5451
1.0	1.3257	0.3257	- 0.3431	- 1.3431	1.2805	- 0.5521
5.0	1.2974	0.2974	- 0.3358	- 1.3358	1.2532	- 0.5794
10.0	1.2934	0.2934	- 0.3350	- 1.3350	1.2502	- 0.5824

TABLA N° 8.36

 $\beta = 120^\circ$

b/h	Z	Z - 1	Z cos. β	Z cos. $\beta - 1$	Z sen. β	Z sen. $\beta - \beta$
0.20	1.4963	0.4963	- 0.7481	- 1.7482	1.2958	- 0.7986
0.25	1.4877	0.4877	- 0.7438	- 1.7439	1.2884	- 0.8060
0.33	1.4719	0.4719	- 0.7359	- 1.7360	1.2747	- 0.8197
0.40	1.4584	0.4584	- 0.7292	- 1.7292	1.2630	- 0.8314
0.50	1.4380	0.4380	- 0.7190	- 1.7190	1.2453	- 0.8491
0.67	1.4074	0.4074	- 0.7037	- 1.7037	1.2188	- 0.8756
0.85	1.4129	0.4129	- 0.7064	- 1.7065	1.2236	- 0.8708
1.0	1.3626	0.3626	- 0.6813	- 1.6813	1.1800	- 0.9143
5.0	1.2823	0.2823	- 0.6411	- 1.6412	1.1505	- 0.9839
10.0	1.2733	0.2733	- 0.6366	- 1.6367	1.1027	- 0.9917



TABLA N° 8.37

 $\beta = 135^\circ$

b/h	Z	Z-1	Z cos. β	Z cos. $\beta-1$	Z sen. β	Z sen. $\beta-\beta$
0.20	1.6284	0.6284	- 1.1515	- 2.1515	1.1515	- 1.2047
0.25	1.6122	0.6122	- 1.1400	- 2.1400	1.1400	- 1.2162
0.33	1.5822	0.5822	- 1.1188	- 2.1188	1.1188	- 1.2374
0.40	1.5568	0.5568	- 1.1008	- 2.1008	1.1008	- 1.2554
0.50	1.5181	0.5181	- 1.0735	- 2.0735	1.0735	- 1.2827
0.67	1.4601	0.4601	- 1.0324	- 2.0324	1.0324	- 1.3237
0.85	1.4129	0.4129	- 0.9991	- 1.9991	0.9991	- 1.3571
1.0	1.3751	0.3751	- 0.9723	- 1.9723	0.9723	- 1.3839
5.0	1.2222	0.2222	- 0.8642	- 1.8642	0.8642	- 1.4920
10.	1.2048	0.2048	- 0.8519	- 1.8519	0.8519	- 1.5043

TABLA N° 8.38

 $\beta = 150^\circ$

b/h	Z	Z-1	Z cos. β	Z cos. $\beta-1$	Z sen. β	Z sen. $\beta-\beta$
0.20	1.7587	0.7587	- 1.5231	- 2.5231	0.8794	- 1.7386
0.25	1.7324	0.7321	- 1.5000	- 2.5000	0.8661	- 1.7519
0.33	1.6830	0.6830	- 1.4575	- 2.4575	0.8415	- 1.7765
0.40	1.6417	0.6417	- 1.4218	- 2.4218	0.8209	- 1.7971
1.50	1.5792	0.5792	- 1.3676	- 2.3676	0.7896	- 1.8284
0.67	1.4865	0.4865	- 1.2873	- 2.2873	0.7433	- 1.8747
0.85	1.4120	0.4120	- 1.2228	- 2.2228	0.7060	- 1.9120
1.0	1.3528	0.3528	- 1.1716	- 2.1716	0.6764	- 1.9416
5.0	1.1183	0.1183	- 1.9685	- 1.9685	0.5592	- 2.0588
10.0	1.0924	0.0924	- 0.9460	- 1.9460	0.5462	- 2.0718



TABLA N° 8.39

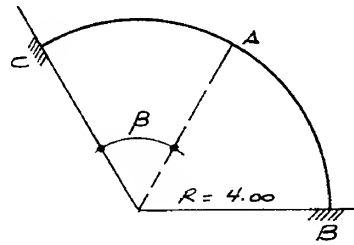
 $\beta = 165^\circ$

b/h	Z	Z-1	Z cos. β	Z cos. $\beta-1$	Z sen. β	Z sen. $\beta-\beta$
0.20	1.8600	0.8600	- 1.7966	- 2.7966	0.4814	- 2.3984
0.25	1.8206	0.8206	- 1.7586	- 2.7586	0.4712	- 2.4086
0.33	1.7484	0.7484	- 1.6888	- 2.6888	0.4525	- 2.4273
0.40	1.6882	0.6882	- 1.6307	- 2.6307	0.4369	- 2.4429
0.50	1.5985	0.5985	- 1.5440	- 2.5440	0.4137	- 2.4661
0.67	1.4682	0.4682	- 1.4182	- 2.4182	0.3800	- 2.4998
0.85	1.3654	0.3654	- 1.3189	- 2.3189	0.3534	- 2.5264
1.0	1.2851	0.2851	- 1.2413	- 2.2413	0.3326	- 2.5472
5.0	0.9779	- 0.0221	- 0.9446	- 1.9446	0.2531	- 2.6267
10.0	0.9450	- 0.0550	- 0.9128	- 1.9128	0.2446	- 2.6352

TABLA N° 8.40

 $\beta = 180^\circ$

b/h	Z	Z-1	Z cos. β	Z cos. $\beta-1$	Z sen. β	Z sen. $\beta-\beta$
0.20	1.8880	0.8880	- 1.8880	- 2.8880	0.0000	- 3.1416
0.25	1.8354	0.8354	- 1.8354	- 2.8354	0.0000	- 3.1416
0.33	1.7403	0.7403	- 1.7403	- 2.7403	0.0000	- 3.1416
0.40	1.6622	0.6622	- 1.6622	- 2.6622	0.0000	- 3.1416
0.50	1.5475	0.5475	- 1.5475	- 2.5475	0.0000	- 3.1416
0.67	1.3846	0.3846	- 1.3846	- 2.3846	0.0000	- 3.1416
0.85	1.2593	0.2593	- 1.2593	- 2.2593	0.0000	- 3.1416
1.00	1.1632	0.1632	- 1.1632	- 2.1632	0.0000	- 3.1416
5.0	0.8095	- 0.1905	- 0.8095	- 1.8095	0.0000	- 3.1416
10.0	0.7730	- 0.2270	- 0.7730	- 1.7730	0.0000	- 3.1416

VIGA EN BALCON CIRCULAR CON CARGA UNIFORME

DATOS:

LA VIGA EN BALCON GIRA UN
ANGULO DE 120° POR TANTO

$$\beta = 60^\circ$$

$$b = 30 \text{ cm. } h = 60 \text{ cm.}$$

$$R = 4.00 \text{ mts.}$$

$$w = 8000 \text{ K/m.}$$

SE DESEA CALCULAR MOMENTOS FLECTORES EN EL CENTRO DEL TRAMO (PUNTO A) Y EN LOS APOYOS (PUNTOS B Y C) Y MOMENTO TORSOR EN LOS APOYOS.

1) SE CALCULA LA RELACION b/h

$$b/h = \frac{30}{60} = 0.50$$

2) SE IDENTIFICA LA TABLA CORRESPONDIENTE
a $\beta = 60^\circ$ 3) EN ESTA TABLA, CON EL VALOR $b/h = 0.50$
SE OBTIENEN LOS VALORES NECESARIOS
PARA EL CALCULO QUE SON LOS SIGUIENTES:

$$Z - 1 = 0.1378$$

$$Z \cos. \beta - 1 = -0.4311$$

$$Z \sin. \beta - \beta = -0.0618$$

4) SE CALCULAN LOS VALORES DE LOS MOMENTOS
POR LAS EXPRESIONES SIGUIENTES:

$$M_{\text{FLECTOR TRAMO}} = w R^2 (Z - 1)$$

$$= 3000 \times 4^2 \times 0.1378 = 6614 \text{ K-mt.}$$

$$M_{\text{FLECTOR APOYO}} = w R^2 (Z \cos \beta - 1)$$

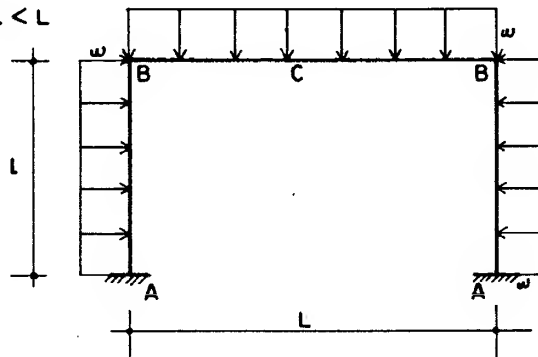
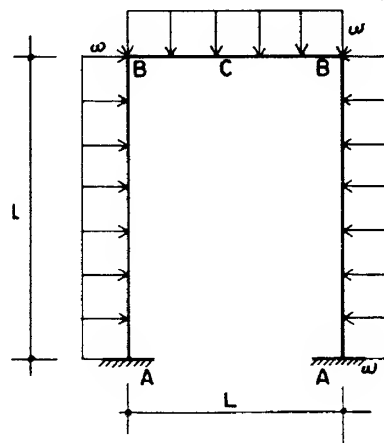
$$= -3000 \times 4^2 \times 0.4311 = 20692 \text{ K-mt.}$$

$$M_{\text{TORSOR APOYO}} = w R^2 (Z \sin \beta - \beta)$$

$$= -3000 \times 4^2 \times 0.0618 = 2966 \text{ K-mt.}$$



VIGA CON DOS QUIEBRES á 90° y CARGA UNIFORME

CASO ① $L < L$ CASO ② $L > L$ 

$$M_{\text{flector en A}} = \alpha w L^2$$

$$M_{\text{flector en B}} = \beta w L^2$$

$$M_{\text{flector en C}} = \gamma w L^2$$

$$M_{\text{torsor en A}} = \text{MOMENTO TORSOR EN B} = M_{\text{flector en B}}$$



TABLA N° 8.41

 $L < L$

L/L	$h/b = 0.5$			$h/b = 0.75$		
	α	β	γ	α	β	γ
0.10	0.0550	0.0712	0.0538	0.0550	0.0685	0.0565
0.20	0.1200	0.0622	0.0628	0.1200	0.0582	0.0668
0.30	0.1950	0.0552	0.0698	0.1950	0.0506	0.0744
0.40	0.2800	0.0496	0.0754	0.2800	0.0447	0.0803
0.50	0.3750	0.0451	0.0799	0.3750	0.0401	0.0849
0.60	0.4800	0.0413	0.0837	0.4800	0.0363	0.0887
0.70	0.5950	0.0381	0.0869	0.5950	0.0332	0.0918
0.80	0.7200	0.0353	0.0897	0.7200	0.0305	0.0945
0.90	0.8550	0.0329	0.0921	0.8550	0.0283	0.0967
1.00	1.0000	0.0309	0.0941	1.0000	0.0264	0.0986

TABLA N° 8.42

L/L	$h/b = 1.0$			$h/b = 1.25$		
	α	β	γ	α	β	γ
0.10	0.0550	0.0653	0.0597	0.0550	0.0615	0.0635
0.20	0.1200	0.0537	0.0713	0.1200	0.0487	0.0763
0.30	0.1950	0.0456	0.0794	0.1950	0.0403	0.0847
0.40	0.2800	0.0396	0.0854	0.2800	0.0344	0.0906
0.50	0.3750	0.0350	0.0900	0.3750	0.0300	0.0950
0.60	0.4800	0.0314	0.0936	0.4800	0.0266	0.0984
0.70	0.5950	0.0284	0.0966	0.5950	0.0239	0.1011
0.80	0.7200	0.0260	0.0990	0.7200	0.0217	0.1033
0.90	0.8550	0.0239	0.1011	0.8550	0.0199	0.1051
1.00	1.0000	0.0222	0.1028	1.0000	0.0183	0.1067



TABLA N° 8.43

 $L < L$

h / b = 1.5				h / b = 2.0		
L / L	α	β	γ	α	β	γ
0.10	0.0550	0.0576	0.0674	0.0550	0.0496	0.0754
0.20	0.1200	0.0440	0.0810	0.1200	0.0353	0.0897
0.30	0.1950	0.0356	0.0894	0.1950	0.0274	0.0976
0.40	0.2800	0.0299	0.0951	0.2800	0.0224	0.1026
0.50	0.3750	0.0257	0.0993	0.3750	0.0189	0.1061
0.60	0.4800	0.0226	0.1024	0.4800	0.0164	0.1086
0.70	0.5950	0.0202	0.1048	0.5950	0.0145	0.1105
0.80	0.7200	0.0182	0.1068	0.7200	0.0129	0.1121
0.90	0.8550	0.0166	0.1084	0.8550	0.0117	0.1133
1.00	0.0000	0.0152	0.1098	1.0000	0.0107	0.1143

TABLA N° 8.44

h / b = 2.5				h / b = 3.0		
L / L	α	β	γ	α	β	γ
0.10	0.0550	0.0422	0.0828	0.0550	0.0358	0.0892
0.20	0.1200	0.0283	0.0967	0.1200	0.0228	0.1022
0.30	0.1950	0.0212	0.1038	0.1950	0.0167	0.1083
0.40	0.2800	0.0170	0.1080	0.2800	0.0132	0.1118
0.50	0.3750	0.0142	0.1108	0.3750	0.0109	0.1141
0.60	0.4800	0.0122	0.1128	0.4800	0.0093	0.1157
0.70	0.5950	0.0107	0.1143	0.5950	0.0081	0.1169
0.80	0.7200	0.0095	0.1155	0.7200	0.0072	0.1178
0.90	0.8550	0.0085	0.1165	0.8550	0.0064	0.1186
1.00	1.0000	0.0078	0.1172	1.0000	0.0058	0.1192



TABLA N° 8.45

 $L > L$

h / b = 0.5				h / b = 0.75		
L/L	α	β	γ	α	β	γ
0.10	55.0000	0.0046	0.1204	55.0000	0.0037	0.1213
0.20	15.0000	0.0088	0.1162	15.0000	0.0071	0.1179
0.30	7.2222	0.0125	0.1125	7.2222	0.0102	0.1148
0.40	4.3750	0.0159	0.1091	4.3750	0.0130	0.1120
0.50	3.0000	0.0189	0.1061	3.0000	0.0157	0.1093
0.60	2.2222	0.0217	0.1033	2.2222	0.0181	0.1069
0.70	0.7347	0.0243	0.1007	1.7347	0.0204	0.1046
0.80	1.4063	0.0267	0.0983	1.4063	0.0225	0.1025
0.90	1.1728	0.0289	0.0961	1.1728	0.0245	0.1005
1.00	1.0000	0.0309	0.0941	1.0000	0.0264	0.0986

TABLA N° 8.46

h / b = 1.0				h / b = 1.25		
L / L	α	β	γ	α	β	γ
0.10	55.0000	0.0029	0.1221	55.0000	0.0023	0.1227
0.20	15.0000	1.0056	0.1194	15.0000	0.0044	0.1206
0.30	7.2222	0.0082	0.1168	7.2222	0.0065	0.1185
0.40	4.3750	0.0105	0.1145	4.3750	0.0084	0.1166
0.50	3.0000	0.0128	0.1122	3.0000	0.0103	0.1147
0.60	2.2222	0.0149	0.1101	2.2222	0.0120	0.1130
0.70	1.7347	0.0169	0.1081	1.7347	0.0137	0.1113
0.80	1.4063	0.0187	0.1063	1.4063	0.0153	0.1097
0.90	1.1728	0.0205	0.1045	1.1728	0.0168	0.1082
1.00	1.0000	0.0222	0.1028	1.0000	0.0183	0.1067



TABLA N° 8.47

 $L > L$

L/L	h/b = 1.5			h/b = 2.0		
	α	β	γ	α	β	γ
0.10	55.0000	0.0018	0.1232	55.0000	0.0012	0.1238
0.20	15.0000	0.0036	0.1214	15.0000	0.0024	0.1226
0.30	7.2222	0.0052	0.1198	7.2222	0.0035	0.1215
0.40	4.3750	0.0068	0.1182	4.3750	0.0046	0.1204
0.50	3.0000	0.0084	0.1166	3.0000	0.0057	0.1193
0.60	2.2222	0.0099	0.1151	2.2222	0.0068	0.1182
0.70	1.7347	0.0113	0.1137	1.7347	0.0078	0.1172
0.80	1.4063	0.0126	0.1124	1.4063	0.0088	0.1162
0.90	1.1728	0.0140	0.1110	1.1728	0.0097	0.1153
1.00	1.0000	0.0152	0.1098	1.0000	0.0107	0.1143

TABLA N° 8.48

L/L	h/b = 2.5			h/b = 3.0		
	α	β	γ	α	β	γ
0.10	55.0000	0.0008	0.1242	55.0000	0.0006	0.1244
0.20	15.0000	0.0017	0.1233	15.0000	0.0012	0.1238
0.30	7.2222	0.0025	0.1225	7.2222	0.0018	0.1232
0.40	4.3750	0.0033	0.1217	4.3750	0.0024	0.1226
0.50	3.0000	0.0041	0.1209	3.0000	0.0030	0.1220
0.60	2.2222	0.0048	0.1202	2.2222	0.0036	0.1214
0.70	1.7347	0.0056	0.1194	1.7347	0.0042	0.1208
0.80	1.4063	0.0063	0.1187	1.4063	0.0047	0.1203
0.90	1.1728	0.0070	0.1180	1.1728	0.0053	0.1197
1.00	1.0000	0.0078	0.1172	1.0000	0.0058	0.1192



TABLA N° 8.49

 $L > L$

L/L	h/b = 0.10			h/b = 0.15		
	α	β	γ	α	β	γ
0.10	55.0000	0.0062	0.1188	55.0000	0.0060	0.1190
0.20	15.0000	0.0115	0.1135	15.0000	0.0112	0.1138
0.30	7.2222	0.0162	0.1088	7.2222	0.0157	0.1093
0.40	4.3750	0.0203	0.1047	4.3750	0.0197	0.1053
0.50	3.0000	0.0239	0.1011	3.0000	0.0233	0.1017
0.60	2.2222	0.0271	0.0979	2.2222	0.0265	0.0985
0.70	1.7347	0.0300	0.0950	1.7347	0.0293	0.0957
0.80	1.4063	0.0326	0.0924	1.4063	0.0319	0.0931
0.90	1.1728	0.0350	0.0900	1.1728	0.0343	0.0907
1.00	1.0000	0.0371	0.0879	1.0000	0.0364	0.0886

TABLA N° 8.50

L/L	h/b = 0.20			h/b = 0.25		
	α	β	γ	α	β	γ
0.10	55.0000	0.0058	0.1192	55.0000	0.0056	0.1194
0.20	15.0000	0.0109	0.1141	15.0000	0.0105	0.1145
0.30	7.2222	0.0153	0.1097	7.2222	0.0148	0.1102
0.40	4.3750	0.0192	0.1058	4.3750	0.0187	0.1063
0.50	3.0000	0.0227	0.1023	3.0000	0.0221	0.1029
0.60	2.2222	0.0258	0.0992	2.2222	0.0252	0.0998
0.70	1.7347	0.0287	0.0963	1.7347	0.0280	0.0970
0.80	1.4063	0.0312	0.0938	1.4063	0.0305	0.0945
0.90	1.1728	0.0336	0.0914	1.1728	0.0328	0.0922
1.00	1.0000	0.0357	0.0893	1.0000	0.0349	0.0901



TABLA N° 8.51

 $l < L$

h / b = 0.10				h / b = 0.15		
L / L	α	β	γ	α	β	γ
0.10	0.0550	0.0741	0.0509	0.0550	0.0738	0.0512
0.20	0.1200	0.0667	0.0583	0.1200	0.0663	0.0587
0.30	0.1950	0.0607	0.0643	0.1950	0.0601	0.0649
0.40	0.2800	0.0556	0.0694	0.2800	0.0550	0.0700
0.50	0.3750	0.0514	0.0736	0.3750	0.0507	0.0743
0.60	0.4800	0.0477	0.0773	0.4800	0.0470	0.0780
0.70	0.5950	0.0445	0.0805	0.5950	0.0438	0.0812
0.80	0.7200	0.0417	0.0833	0.7200	0.0410	0.0840
0.90	0.8550	0.0393	0.0857	0.8550	0.0386	0.0864
1.00	1.0000	0.0371	0.0879	1.0000	0.0364	0.0886

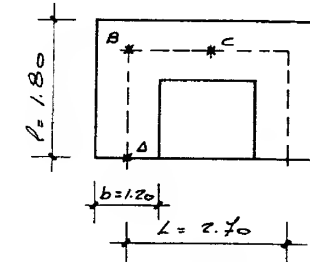
TABLA N° 8.52

h / b = 0.20				h / b = 0.25		
L / L	α	β	γ	α	β	γ
0.10	0.0550	0.0735	0.0515	0.0550	0.0732	0.0518
0.20	0.1200	0.0658	0.0592	0.1200	0.0653	0.0597
0.30	0.1950	0.0595	0.0655	0.1950	0.0589	0.0661
0.40	0.2800	0.0543	0.0707	0.2800	0.0536	0.0714
0.50	0.3750	0.0500	0.0750	0.3750	0.0492	0.0758
0.60	0.4800	0.0463	0.0787	0.4800	0.0455	0.0795
0.70	0.5950	0.0431	0.0819	0.5950	0.0423	0.0827
0.80	0.7200	0.0403	0.0847	0.7200	0.0395	0.0855
0.90	0.8550	0.0379	0.0871	0.8550	0.0371	0.0879
1.00	1.0000	0.0357	0.0893	1.0000	0.0349	0.0901

LOSA EN BALCON

CALCULAR LA LOSA EN BALCON CORRESPONDIENTE A LOS SIGUIENTES DATOS:

$$\begin{aligned}
 L &= 2.70 \text{ mts.} \\
 l &= 1.80 \text{ mts.} \\
 h &= 0.18 \text{ mts.} \\
 b &= 1.20 \text{ mts.} \\
 w &= 1320 \text{ K/ml.}
 \end{aligned}$$



SE DESEAN CALCULAR LOS MOMENTOS FLECTORES Y TORSORES EN LOS PUNTOS A, B Y C.

1) SE CALCULAN LOS VALORES

$$\frac{l}{L} = \frac{1.80}{2.70} = 0.66 ; \quad \frac{h}{b} = \frac{0.18}{1.20} = 0.15$$

2) DE LA TABLA CORRESPONDIENTE A $\frac{h}{b}$, INTERPOLANDO ENTRE $\frac{l}{L} = 0.60$ Y 0.70 SE OBTIENEN LOS VALORES NECESARIOS PARA EL CALCULO QUE SON

$$\alpha = 0.55 ; \quad \beta = 0.0462 ; \quad \gamma = 0.08$$

3) SE CALCULAN LOS VALORES DE LOS MOMENTOS POR LAS EXPRESIONES SIGUIENTES:

$$M_{FA} = \alpha w L^2$$

$$M_{FA} = 0.55 \times 1320 \times 2.7^2 = 5293 \text{ K-mt.}$$

$$M_{FB} = \beta w L^2$$

$$M_{FB} = 0.0462 \times 1320 \times 2.7^2 = 444 \text{ K-mt.}$$

$$M_{FC} = \gamma w L^2$$

$$M_{FC} = 0.08 \times 1320 \times 2.7^2 = 769 \text{ K-mt.}$$

$$M_{TA} = M_{FB} = 444 \text{ K-mt.}$$



ASPECTOS GENERALES

Estas vigas tienen aplicación en el proyecto de estanques y silos así como también en otras construcciones circulares como pabellones de exposición, edificios religiosos, cafeterías, etc.

TABLAS Y EJEMPLOS

Se incluyen tablas de coeficientes para el cálculo de los momentos flectores en apoyo y tramo, y para momentos torsores máximos de las vigas de planta circular, así como de la fuerza cortante y la reacción máximas.

Se incluyen ejemplos de aplicación.

NOTACION

α = ángulo, al centro, medido desde el apoyo, de la sección de máximo momento torsor;

M_A = momento flector en el apoyo;

M_{TR} = momento flector en el centro del tramo;

M_T = momento torsor máximo;

n = número de apoyos;

q = carga uniforme repartida sobre la viga (K/M);

Q = carga total en la viga (K);

R = radio del eje de la viga;

R_A = reacción máxima;

V_A = fuerza cortante máxima.

BIBLIOGRAFIA

Ministerio de Obras Públicas

"Manual para Cálculo de Edificios"

Ed Cooperativa de Artes Gráficas

Caracas, 1944



Bincy Kumar Chatterjee

"Theory and Design of Concrete Shells"

Ed Eduard Arnold LTD

Londres, 1971



TABLA N° 8.53

VIGAS CONTINUAS DE PLANTA CIRCULAR

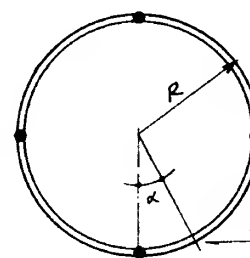
COEFICIENTES PARA EL CALCULO

n	MFLECTOR MAXIMO		M TORSOR		FUERZA CORTANTE MAXIMA(VA)	REACCION MAXIMA (RA)
	MA	MTR	MT	α		
4	-0,03415 QR	0,01762 QR	0,00527 QR	19° 12'	0,125 Q	0,250 Q
5	-0,02152 QR	0,01098 QR	0,00264 QR	15° 06'	0,100 Q	0,200 Q
6	-0,01482 QR	0,00751 QR	0,00151 QR	12° 44'	0,083 Q	0,167 Q
7	-0,01083 QR	0,00247 QR	0,00094 QR	10° 54'	0,071 Q	0,143 Q
8	-0,00827 QR	0,00417 QR	0,00063 QR	9° 33'	0,063 Q	0,125 Q
9	-0,00652 QR	0,00328 QR	0,00044 QR	8° 24'	0,056 Q	0,111 Q
10	-0,00527 QR	0,00265 QR	0,00032 QR	7° 36'	0,050 Q	0,100 Q
11	-0,00435 QR	0,00218 QR	0,00024 QR	6° 42'	0,045 Q	0,091 Q
12	-0,00365 QR	0,00183 QR	0,00018 QR	6° 21'	0,042 Q	0,083 Q



VIGA DE PLANTA CIRCULAR

CALCULAR LAS SOLICITACIONES EN LA VIGA CONTINUA DE PLANTA CIRCULAR QUE SE MUESTRA :



DATOS:

$$R = 6.0 \text{ mts.}$$

$$n = 4$$

$$q = 4.000 \text{ kg/m.}$$

SECCION DE MAXIMO
MOMENTO TORSOR

- 1) SE CALCULAN LOS VALORES DE Q Y QR

$$Q = 2\pi R q = 2\pi \times 6.0 \times 4.000 = 150800 \text{ K}$$

$$QR = 150800 \times 6 = 904800 \text{ K-m}$$

- 2) SE ENTRA EN LA TABLA CON $n = 4$ Y SE OBTIENEN LOS COEFICIENTES PARA EL CALCULO DE LAS SOLICITACIONES:

$$MA = -0,03415 \times QR = -0,03415 \times 904800 = -30900 \text{ K-m.}$$

$$MTR = 0,01762 \times QR = 0,01762 \times 904800 = 15940 \text{ K-m.}$$

$$MT = 0,00527 \times QR = 0,00527 \times 904800 = 4770 \text{ K-m.}$$

(este momento ocurre para una sección cuyo radio vector hace ángulo de 19° 12' con el radio vector del apoyo)

$$VA = 0,125 Q = 0,125 \times 150800 = 18850 \text{ K.}$$

$$RA = 0,250 Q = 0,250 \times 150800 = 37700 \text{ K.}$$

CON ESTOS VALORES SE Pasa A DISEÑAR LA VIGA.

CAPITULO

9

*Fundaciones, Cabezales,
Muros de Sostenimiento
y Muros de Gravedad*





ASPECTOS GENERALES

Para sistematizar el diseño de fundaciones directas, aisladas de planta cuadrada y de planta rectangular se han elaborado las tablas que se insertan a continuación, en las cuales se toman resistencias del terreno que varían de 0.50 hasta 6 k/cm² las cuales deben obtenerse mediante el correspondiente estudio de suelos.

FORMULAS Y VALORES UTILIZADOS:

1. Carga de Cálculo

$$P = (A_f \times q_s) - (\text{peso propio base} + \text{escalón})$$

Como peso propio del concreto se tomó el valor 2400 kg/m³

2. Chequeo de la Altura Útil por Esfuerzo Cortante

2.1 Como losa armada en dos direcciones:

$$v_{u1} = \frac{V_{u1}}{\phi b_o d} \leq v_c = 1.06 \sqrt{f'_c}$$

2.2 Como viga:

$$v_{u2} = \frac{V_{u2}}{\phi b_o d} \leq v_c = 0.53 \sqrt{f'_c}$$

en donde:

$$V_{u1} = q_s [b_w^2 - (c + d)^2]$$

$$V_{u2} = q_s b_w \left(\frac{b_w - c}{2} - d \right)$$

$$\phi = 0.85$$

$$b = \text{lado de la base} = b_w$$

$$b_o = \text{perímetro (abcd)} = 4(c + d)$$

$$c = \text{pedestal} \geq \frac{b_w}{4} \text{ por condiciones geométricas}$$



3. Diseño por Flexión

3.1 Momento:

$$\text{Se asume } P_u = 1.55 P$$

$$q_s = \frac{P_u}{b_w^2}$$

$$M_u = q_s \times b_w \times \frac{e^2}{2}; \quad e = \frac{b_w - c}{2}$$

3.2 Armadura:

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y d}$$

en donde:

$$\phi = 0.90$$

Por norma (15.4.5):

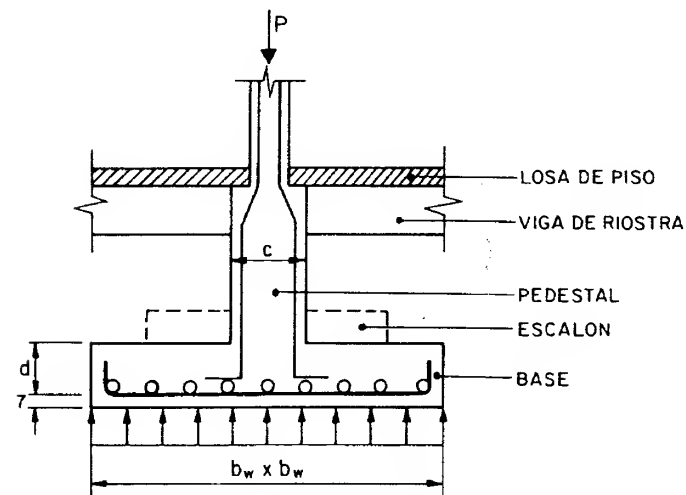
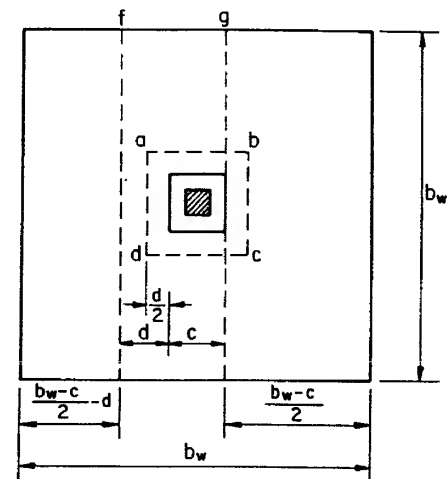
$$A_s \text{ diseño} = 1.33 A_s$$

3.3 Longitud de las cabillas:

$$2 \ell_d + c + 2(12 \phi)$$

en donde:

$$\ell_d = \text{longitud de desarrollo} \geq (2e - 14)$$





FÓRMULAS Y VALORES UTILIZADOS:

1. Carga de Cálculo

$$P = (A_f \times q_s) - (\text{peso propio base} + \text{escalón})$$

Como peso propio del concreto se tomó el valor 2400 kg/m³

2. Chequeo de la Altura Útil por Esfuerzo Cortante

2.1 Como losa armada en dos direcciones:

$$v_{u1} = \frac{V_{u1}}{\phi b_o d} \leq v_c = 1.06 \sqrt{f'_c}$$

2.2 Como viga:

$$v_{u2} = \frac{V_{u2}}{\phi b_o d} \leq v_c = 0.53 \sqrt{f'_c}$$

en donde:

$$V_{u1} = q_s [b_w^2 - (c + d)^2]$$

$$V_{u2} = q_s b_w \left(\frac{b_w - c}{2} - d \right)$$

$$\phi = 0.85$$

$$b = \text{lado de la base} = b_w$$

$$b_o = \text{perímetro (abcd)} = 4(c + d)$$

$$c = \text{pedestal} \geq \frac{b_w}{4} \text{ por condiciones geométricas}$$



USO DE LAS TABLAS

1. Escoger la tabla que cumpla con los valores de f'_c , f_y y q_s del proyecto.
2. Entrar a la columna de CARGA, con el valor de P (sin mayorar) proveniente de la superestructura.
3. En la línea correspondiente se encontrará todos los valores necesarios para el diseño de la fundación.

En las tablas siguientes se dan la geometría, las cabillas, el volumen de concreto y el peso de las armaduras de las fundaciones, para diferentes resistencias de suelos y para varias calidades de concreto y acero.

$$f'_c = 150 \text{ kg/cm}^2 \quad q_s = 0.50 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 2800 \text{ kg/cm}^2 \quad q_s = 1.00 \text{ kg/cm}^2$$

$$q_s = 1.50 \text{ kg/cm}^2$$

$$q_s = 2.00 \text{ kg/cm}^2$$

$$q_s = 2.50 \text{ kg/cm}^2$$

$$q_s = 3.00 \text{ kg/cm}^2$$

$$f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2 \quad q_s = 0.50 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 2800 \text{ kg/cm}^2 \quad q_s = 1.00 \text{ kg/cm}^2$$

$$q_s = 1.50 \text{ kg/cm}^2$$

$$q_s = 2.00 \text{ kg/cm}^2$$

$$q_s = 2.50 \text{ kg/cm}^2$$

$$q_s = 3.00 \text{ kg/cm}^2$$

$$q_s = 3.50 \text{ kg/cm}^2$$

$$q_s = 4.00 \text{ kg/cm}^2$$



$f'_c = 200$ kg/cm ²	$q_s = 0.50$ kg/cm ²
$f_y = 4200$ kg/cm ²	$q_s = 1.00$ kg/cm ²
	$q_s = 1.50$ kg/cm ²
	$q_s = 2.00$ kg/cm ²
	$q_s = 2.50$ kg/cm ²
	$q_s = 3.00$ kg/cm ²
	$q_s = 3.50$ kg/cm ²
	$q_s = 4.00$ kg/cm ²
	$q_s = 4.50$ kg/cm ²
	$q_s = 5.00$ kg/cm ²
	$q_s = 5.50$ kg/cm ²
	$q_s = 6.00$ kg/cm ²
$f'_c = 250$ kg/cm ²	$q_s = 0.50$ kg/cm ²
$f_y = 4200$ kg/cm ²	$q_s = 1.00$ kg/cm ²
	$q_s = 1.50$ kg/cm ²
	$q_s = 2.00$ kg/cm ²
	$q_s = 2.50$ kg/cm ²
	$q_s = 3.00$ kg/cm ²
	$q_s = 3.50$ kg/cm ²
	$q_s = 4.00$ kg/cm ²
	$q_s = 4.50$ kg/cm ²
	$q_s = 5.00$ kg/cm ²
	$q_s = 5.50$ kg/cm ²
	$q_s = 6.00$ kg/cm ²

Nota: Para el detalle de armado de las fundaciones, véase Figura 13.9



TABLA 9.1

 $q_s = 0.50$ kg/cm²
 $f'_c = 150$ kg/cm²
 $f_y = 2800$ kg/cm²

CARGA P ton	BASE		ESCALON		PEDESTAL		CABILLAS DE LA BASE (c/s)		VOLUMEN DE CONCRETO mts ³	PESO DE CABILLAS kgs
	LADO cm	ALT cm	LADO cm	ALT cm	LADO min cm	ACERO FLEXION cm	CANTIDAD Y DIAMETRO	LARGO mts		
4.28	100	30			30	0.9	5 ϕ 3/8"	1.15	0.30	6.4
5.18	110	30			30	1.3	5 ϕ 3/8"	1.20	0.36	6.7
6.16	120	30			30	1.9	5 ϕ 3/8"	1.30	0.43	7.3
7.23	130	30			35	2.2	5 ϕ 3/8"	1.40	0.51	7.8
8.39	140	30			35	2.9	5 ϕ 3/8"	1.50	0.59	8.4
9.63	150	30			40	3.5	5 ϕ 3/8"	1.60	0.68	8.9
10.96	160	30			40	4.4	7 ϕ 3/8"	1.70	0.77	13.3
12.37	170	30			45	5.1	8 ϕ 3/8"	1.80	0.87	16.1
13.87	180	30			45	6.3	9 ϕ 3/8"	1.90	0.97	19.1
15.45	190	30			50	7.1	10 ϕ 3/8"	2.00	1.08	22.4
17.12	200	30			50	8.6	13 ϕ 3/8"	2.10	1.20	30.5
18.87	210	30			55	9.6	14 ϕ 3/8"	2.20	1.32	34.4
20.72	220	30			55	11.4	10 ϕ 1/2"	2.40	1.45	47.7
22.64	230	30			60	12.7	11 ϕ 1/2"	2.50	1.59	54.7
24.65	240	30			60	14.8	12 ϕ 1/2"	2.60	1.73	62.0
26.75	250	30			65	16.3	13 ϕ 1/2"	2.70	1.87	69.8
28.93	260	30			65	18.9	10 ϕ 5/8"	2.85	2.03	88.6
31.20	270	30			70	20.6	11 ϕ 5/8"	2.95	2.19	100.9
33.56	280	30			70	23.6	12 ϕ 5/8"	3.05	2.35	113.8
35.99	290	30			75	25.6	13 ϕ 5/8"	3.15	2.52	127.3
37.44	300	35			75	23.1	12 ϕ 5/8"	3.25	3.15	121.2
39.98	310	35			80	25.0	13 ϕ 5/8"	3.35	3.36	135.4
42.60	320	35			80	28.1	10 ϕ 3/4"	3.55	3.58	158.8
45.30	330	35			85	30.2	11 ϕ 3/4"	3.65	3.81	179.6
48.09	340	35			85	33.7	12 ϕ 3/4"	3.75	4.05	201.3
50.96	350	35			90	36.0	13 ϕ 3/4"	3.85	4.29	223.9
52.36	360	40			90	32.9	12 ϕ 3/4"	3.95	5.18	212.1
55.31	370	40			95	35.1	13 ϕ 3/4"	4.05	5.48	235.6
58.34	380	40			95	38.7	14 ϕ 3/4"	4.15	5.78	259.9
61.45	390	40			100	41.2	15 ϕ 3/4"	4.25	6.08	285.2
64.64	400	40			100	45.2	16 ϕ 3/4"	4.35	6.40	311.4
67.91	410	40			105	47.9	17 ϕ 3/4"	4.45	6.72	338.5
70.56	420	45	15		105	43.1	16 ϕ 3/4"	4.55	8.60	325.7
73.82	430	45	15		110	45.5	16 ϕ 3/4"	4.65	9.01	352.9
76.15	440	45	15		110	49.5	18 ϕ 3/4"	4.75	9.44	382.5
77.56	450	45	225		115	52.2	19 ϕ 3/4"	4.85	9.87	412.3
81.04	460	45	230		115	56.6	20 ϕ 3/4"	4.95	10.32	442.9
84.60	470	45	235		120	59.5	21 ϕ 3/4"	5.05	10.77	474.5
88.24	480	45	240		120	64.3	23 ϕ 3/4"	5.15	11.23	529.9
91.96	490	45	245		125	67.4	24 ϕ 3/4"	5.25	11.70	563.7
95.75	500	45	250	15	125	72.6	19 ϕ 7/8"	5.40	12.19	624.8



TABLA 9.2

 $q = 1.00 \text{ kg/cm}^2$ $f'_c = 150 \text{ kg/cm}^2$
 $f_y = 2800 \text{ kg/cm}^2$

CARGA P ton	BASE		ESCALON		PEDESTAL LADO min cm	CABILLAS DE LA BASE (c/s)			VOLUMEN DE CONCRETO mts ³	PESO DE CABILLAS kgs
	LADO cm	ALT cm	LADO cm	ALT cm		ACERO FLEXION cm ²	CANTIDAD Y DIAMETRO	LARGO mts		
9.28	100	30			30	2.0	5 ϕ 3/8"	1.15	0.30	6.4
11.23	110	30			30	2.9	5 ϕ 3/8"	1.20	0.36	6.7
13.36	120	30			30	4.0	6 ϕ 3/8"	1.30	0.43	8.7
15.68	130	30			35	4.9	7 ϕ 3/8"	1.40	0.51	11.0
18.19	140	30			35	6.4	9 ϕ 3/8"	1.50	0.59	15.1
20.88	150	30			40	7.5	11 ϕ 3/8"	1.60	0.68	19.7
23.76	160	30			40	9.5	14 ϕ 3/8"	1.70	0.77	26.6
26.82	170	30			45	11.0	9 ϕ 1/2"	1.90	0.87	34.0
30.07	180	30			45	13.6	11 ϕ 1/2"	2.00	0.97	43.7
33.50	190	30			50	15.4	13 ϕ 1/2"	2.10	1.08	54.3
37.12	200	30			50	18.6	10 ϕ 5/8"	2.25	1.20	69.9
40.92	210	30			55	20.9	11 ϕ 5/8"	2.35	1.32	80.3
44.92	220	30			55	24.8	13 ϕ 5/8"	2.45	1.45	99.0
49.09	230	30			60	27.5	14 ϕ 5/8"	2.55	1.59	111.0
53.45	240	30			60	32.2	12 ϕ 3/4"	2.75	1.73	147.6
58.00	250	30			65	35.4	13 ϕ 3/4"	2.85	1.87	165.8
62.73	260	30			65	40.9	15 ϕ 3/4"	2.95	2.03	198.0
67.65	270	30			70	44.7	16 ϕ 3/4"	3.05	2.19	218.3
72.76	280	30			70	51.1	18 ϕ 3/4"	3.15	2.35	253.7
78.04	290	30			75	55.4	20 ϕ 3/4"	3.25	2.52	290.8
82.44	300	35			75	50.9	18 ϕ 3/4"	3.35	3.15	269.8
88.03	310	35			80	55.0	20 ϕ 3/4"	3.45	3.36	308.7
93.80	320	35			80	61.8	22 ϕ 3/4"	3.55	3.58	349.4
99.75	330	35			85	66.4	24 ϕ 3/4"	3.65	3.81	391.9
105.89	340	35			85	74.1	20 ϕ 7/8"	3.80	4.05	462.8
112.21	350	35			90	79.3	21 ϕ 7/8"	3.90	4.29	498.8
117.16	360	40			90	73.7	19 ϕ 7/8"	4.00	5.18	462.8
123.76	370	40			95	78.6	21 ϕ 7/8"	4.10	5.48	524.3
130.54	380	40			95	86.7	23 ϕ 7/8"	4.20	5.78	588.3
137.50	390	40			100	92.1	24 ϕ 7/8"	4.30	6.08	628.5
144.64	400	40			100	101.1	20 ϕ 1"	4.50	6.40	716.0
151.96	410	40			105	107.1	22 ϕ 1"	4.60	6.72	805.1
155.76	420	45	210	15	105	99.3	20 ϕ 1"	4.70	8.60	747.9
163.27	430	45	215	15	110	104.9	21 ϕ 1"	4.80	9.01	802.0
170.95	440	45	220	15	110	114.1	23 ϕ 1"	4.90	9.44	896.6
178.81	450	45	225	15	115	120.3	24 ϕ 1"	5.00	9.87	954.7
186.84	460	45	230	15	115	130.4	26 ϕ 1"	5.10	10.32	1055.0
195.05	470	45	235	15	120	137.1	28 ϕ 1"	5.20	10.77	1158.4
203.44	480	45	240	15	120	148.2	30 ϕ 1"	5.30	11.23	1265.0
212.01	490	45	245	15	125	155.5	31 ϕ 1"	5.40	11.70	1331.8
220.75	500	45	250	15	125	167.5	34 ϕ 1"	5.50	12.19	1487.8



TABLA 9.3

 $q = 1.50 \text{ kg/cm}^2$ $f'_c = 150 \text{ kg/cm}^2$
 $f_y = 2800 \text{ kg/cm}^2$

CARGA P ton	BASE		ESCALON		PEDESTAL LADO min cm	CABILLAS DE LA BASE (c/s)			VOLUMEN DE CONCRETO mts ³	PESO DE CABILLAS kgs
	LADO cm	ALT cm	LADO cm	ALT cm		ACERO FLEXION cm ²	CANTIDAD Y DIAMETRO	LARGO mts		
14.28	100	30			30	3.1	5 ϕ 3/8"	1.15	0.30	6.4
17.28	110	30			30	4.5	7 ϕ 3/8"	1.20	0.36	9.4
20.56	120	30			30	6.2	9 ϕ 3/8"	1.30	0.43	13.1
24.13	130	30			35	7.5	11 ϕ 3/8"	1.40	0.51	17.2
27.99	140	30			35	9.8	14 ϕ 3/8"	1.50	0.59	23.5
32.13	150	30			40	11.6	10 ϕ 1/2"	1.70	0.68	33.8
36.56	160	30			40	14.7	12 ϕ 1/2"	1.80	0.77	42.9
41.27	170	30			45	16.9	14 ϕ 1/2"	1.90	0.87	52.9
46.27	180	30			45	20.9	11 ϕ 5/8"	2.05	0.97	70.1
51.55	190	30			50	23.7	12 ϕ 5/8"	2.15	1.08	80.2
57.12	200	30			50	28.6	11 ϕ 3/4"	2.35	1.20	115.7
62.97	210	30			55	32.1	12 ϕ 3/4"	2.45	1.32	131.5
69.12	220	30			55	38.1	14 ϕ 3/4"	2.55	1.45	159.7
75.54	230	30			60	42.3	15 ϕ 3/4"	2.65	1.59	177.8
82.25	240	30			60	49.5	18 ϕ 3/4"	2.75	1.73	221.5
89.25	250	30			65	54.5	20 ϕ 3/4"	2.85	1.87	255.0
95.72	260	35			65	51.3	18 ϕ 3/4"	2.95	2.37	237.6
102.35	270	40			70	47.1	17 ϕ 3/4"	3.05	2.92	232.0
110.07	280	40			70	53.9	19 ϕ 3/4"	3.15	3.14	267.8
118.88	290	40			75	58.5	21 ϕ 3/4"	3.25	3.36	305.4
126.36	300	40			75	66.2	24 ϕ 3/4"	3.35	3.60	359.7
134.92	310	40			80	71.5	19 ϕ 7/8"	3.50	3.84	405.0
143.77	320	40			80	80.4	21 ϕ 7/8"	3.60	4.10	460.4
152.90	330	40			85	86.4	23 ϕ 7/8"	3.70	4.36	518.3
162.30	340	40			85	96.4	20 ϕ 1"	3.90	4.62	620.6
171.99	350	40			90	103.2	21 ϕ 1"	4.00	4.90	668.3
181.96	360	40			90	114.5	23 ϕ 1"	4.10	5.18	750.3
192.21	370	40			95	122.0	25 ϕ 1"	4.20	5.48	835.4
199.71	380	45	15	15	95	115.2	23 ϕ 1"	4.30	7.04	786.8
208.07	390	50	20	20	100	107.0	22 ϕ 1"	4.40	8.37	770.1
218.68	400	50	20	20	100	117.4	24 ϕ 1"	4.50	8.80	859.2
229.96	410	50	20	20	105	124.4	25 ϕ 1"	4.60	9.25	914.9
241.32	420	50	20	20	105	135.9	27 ϕ 1"	4.70	9.70	1009.6
252.94	430	50	20	20	110	143.6	29 ϕ 1"	4.80	10.17	1107.5
264.84	440	50	20	20	110	156.3	31 ϕ 1"	4.90	10.65	1208.5
277.82	450	50	20	20	115	164.7	33 ϕ 1"	5.00	11.14	1312.7
289.47	460	50	20	20	115	178.6	36 ϕ 1"	5.10	11.64	1460.7
302.19	470	50	20	20	120	187.8	38 ϕ 1"	5.20	12.15	1572.1
315.19	480	50	20	20	120	202.9	41 ϕ 1"	5.30	12.67	1728.8
328.46	490	50	20	20	125	212.9	43 ϕ 1"	5.40	13.21	1847.4
338.25	500	55	25	25	125	203.2	41 ϕ 1"	5.50	13.31	1794.1



TABLA 9.4

 $q_s = 2.00 \text{ kg/cm}^2$ $f'_c = 150 \text{ kg/cm}^2$
 $f_y = 2800 \text{ kg/cm}^2$

CARGA P ton	BASE		EBCALON		PEDESTAL	CABILLAS DE LA BASE (c/s)			VOLUMEN DE CONCRETO mts ³	PESO DE CABILLAS kgs
	LADO cm	ALT cm	LADO cm	ALT cm		LADO min cm	ACERO FLEXION cm ²	CANTIDAD Y DIAMETRO		
19.28	100	30			30	4.2	6 # 3/8"	1.15	0.30	7.7
23.33	110	30			30	6.0	9 # 3/8"	1.20	0.36	12.1
27.76	120	30			30	8.4	12 # 3/8"	1.30	0.43	17.4
32.58	130	30			35	10.1	8 # 1/2"	1.50	0.51	23.9
37.79	140	30			35	13.3	11 # 1/2"	1.60	0.59	35.0
43.38	150	30			40	15.6	13 # 1/2"	1.70	0.68	45.9
49.36	160	30			40	19.8	11 # 5/8"	1.85	0.77	63.2
55.72	170	30			45	22.8	12 # 5/8"	1.95	0.87	72.7
62.47	180	30			45	28.2	10 # 3/4"	2.15	0.97	96.2
69.60	190	30			50	32.0	12 # 3/4"	2.25	1.08	120.8
77.12	200	30			50	38.7	14 # 3/4"	2.35	1.20	147.2
85.02	210	30			55	43.4	16 # 3/4"	2.45	1.32	175.4
92.73	220	35			55	42.0	15 # 3/4"	2.55	1.69	171.1
100.72	230	40			60	39.3	14 # 3/4"	2.65	2.12	166.0
109.67	240	40			60	46.0	17 # 3/4"	2.75	2.30	209.2
119.00	250	40			65	50.6	18 # 3/4"	2.85	2.50	229.5
128.71	260	40			65	58.5	21 # 3/4"	2.95	2.70	277.2
138.80	270	40			70	63.9	23 # 3/4"	3.05	2.92	313.9
149.27	280	40			70	73.0	19 # 7/8"	3.20	3.14	370.3
160.13	290	40			75	79.3	21 # 7/8"	3.30	3.36	422.8
171.36	300	40			75	89.8	24 # 7/8"	3.40	3.60	496.9
180.96	310	45	15		80	83.3	22 # 7/8"	3.50	4.68	468.9
191.28	320	50	160	20	80	82.1	22 # 7/8"	3.60	5.63	482.3
203.43	330	50	165	20	85	88.2	23 # 7/8"	3.70	5.99	518.3
215.94	340	50	170	20	85	98.5	20 # 1"	3.90	6.36	620.6
228.83	350	50	175	20	90	105.4	21 # 1"	4.00	6.74	668.3
242.09	360	50	180	20	90	116.9	24 # 1"	4.10	7.13	762.9
255.73	370	50	185	20	95	124.6	25 # 1"	4.20	7.53	835.4
269.74	380	50	190	20	95	137.5	28 # 1"	4.30	7.94	957.9
284.12	390	50	195	20	100	146.1	29 # 1"	4.40	8.37	1015.2
296.48	400	55	200	25	100	142.5	29 # 1"	4.50	9.80	1038.3
308.97	410	60	205	30	105	135.6	27 # 1"	4.60	11.35	988.1
324.22	420	60	210	30	105	148.2	30 # 1"	4.70	11.91	1121.8
339.85	430	60	215	30	110	156.5	31 # 1"	4.80	12.48	1183.9
355.84	440	60	220	30	110	170.3	34 # 1"	4.90	13.07	1325.5
372.19	450	60	225	30	115	179.5	36 # 1"	5.00	13.67	1432.1
388.92	460	60	230	30	115	194.6	39 # 1"	5.10	14.28	1582.4
406.01	470	60	235	30	120	204.7	41 # 1"	5.20	14.91	1696.2
423.48	480	60	240	30	120	221.2	44 # 1"	5.30	15.55	1855.3
437.70	490	65	245	35	125	210.3	42 # 1"	5.40	17.71	1804.4
452.08	500	70	250	40	125	206.9	41 # 1"	5.50	20.80	1794.1

TABLA 9.5

 $q_s = 2.50 \text{ kg/cm}^2$ $f'_c = 150 \text{ kg/cm}^2$
 $f_y = 2800 \text{ kg/cm}^2$

CARGA P ton	BASE		ESCALON		PEDESTAL		CABILLAS DE LA BASE (c/s)			VOLUMEN DE CONCRETO mts ³	PESO DE CABILLAS kgs
	LADO cm	ALT cm	LADO cm	ALT cm	LADO min cm	ACERO FLEXION cm ²	CANTIDAD Y DIAMETRO	LARGO mts			
24.28	100	30			30	5.3	8 # 3/8"	1.15	0.30	10.3	
29.38	110	30			30	7.6	11 # 3/8"	1.20	0.36	14.8	
34.96	120	30			30	10.5	9 # 1/2"	1.40	0.43	25.0	
41.03	130	30			35	12.7	11 # 1/2"	1.50	0.51	32.8	
47.59	140	30			35	16.7	14 # 1/2"	1.60	0.59	44.5	
54.63	150	30			40	19.6	10 # 5/8"	1.75	0.68	54.4	
62.16	160	30			40	24.9	13 # 5/8"	1.85	0.77	74.7	
70.17	170	30			45	28.7	11 # 3/4"	2.05	0.87	100.9	
78.28	180	35			45	29.0	11 # 3/4"	2.15	1.13	105.8	
86.78	190	40			50	27.8	10 # 3/4"	2.25	1.44	100.7	
96.16	200	40			50	33.6	12 # 3/4"	2.35	1.60	126.2	
106.02	210	40			55	37.7	14 # 3/4"	2.45	1.76	153.5	
116.35	220	40			55	44.7	16 # 3/4"	2.55	1.94	182.5	
127.17	230	40			60	49.6	18 # 3/4"	2.65	2.12	213.4	
138.47	240	40			60	58.1	21 # 3/4"	2.75	2.30	258.4	
150.25	250	40			65	63.9	23 # 3/4"	2.85	2.50	293.3	
161.09	260	45		15	65	63.6	23 # 3/4"	2.95	3.30	303.6	
172.63	270	50		20	70	61.0	22 # 3/4"	3.05	4.01	300.2	
185.65	280	50		20	70	69.7	18 # 7/8"	3.20	4.31	350.8	
199.15	290	50		20	75	75.7	20 # 7/8"	3.30	4.63	401.9	
213.12	300	50		20	75	85.7	23 # 7/8"	3.40	4.95	476.2	
227.56	310	50		20	80	92.6	24 # 7/8"	3.50	5.29	511.6	
242.48	320	50		20	80	104.1	21 # 1"	3.70	5.63	618.2	
257.88	330	50		20	85	111.8	23 # 1"	3.80	5.99	695.4	
272.01	340	55		25	85	111.1	22 # 1"	3.90	7.08	682.6	
286.40	350	60		30	90	107.0	22 # 1"	4.00	8.27	700.1	
303.00	360	60		30	90	118.7	24 # 1"	4.10	8.75	782.9	
320.07	370	60		30	95	126.5	25 # 1"	4.20	9.24	835.4	
337.61	380	60		30	95	139.6	28 # 1"	4.30	9.75	957.9	
355.61	390	60		30	100	148.3	30 # 1"	4.40	10.27	1050.2	
374.08	400	60		30	100	162.8	33 # 1"	4.50	10.80	1181.5	
393.02	410	60		30	105	172.5	35 # 1"	4.60	11.35	1280.9	
409.78	420	65		35	105	171.1	34 # 1"	4.70	13.01	1271.4	
426.75	430	70		40	110	165.4	33 # 1"	4.80	14.79	1260.2	
446.83	440	70		40	110	180.0	36 # 1"	4.90	15.49	1403.4	
467.37	450	70		40	115	189.7	38 # 1"	5.00	16.20	1511.6	
488.37	460	70		40	115	205.6	41 # 1"	5.10	16.93	1663.6	
509.84	470	70		40	120	216.2	43 # 1"	5.20	17.67	1779.0	
531.76	480	70		40	120	233.6	47 # 1"	5.30	18.43	1981.8	
554.15	490	70		40	125	245.2	49 # 1"	5.40	19.21	2105.2	
573.25	500	75		45	125	243.1	48 # 1"	5.50	21.56	2100.4	



TABLA 9.6

 $q_s = 3.00 \text{ kg/cm}^2$ $f'_c = 150 \text{ kg/cm}^2$
 $f_y = 2800 \text{ kg/cm}^2$

CARGA P ton	BASE		ESCALON		PEDESTAL		CABILLAS DE LA BASE (c/s)				VOLUMEN DE CONCRETO mts ³	PESO DE CABILLAS kgs
	LADO cm	ALT cm	LADO cm	ALT cm	LADO min cm	ACERO FLEXION cm	CANTIDAD Y DIAMETRO	LARGO mts				
29.28	100	30			30	6.4	9 ϕ 3/8"	1.15	0.30	11.6		
35.43	110	30			30	9.2	13 ϕ 3/8"	1.20	0.36	17.4		
42.16	120	30			30	12.7	11 ϕ 1/2"	1.40	0.43	30.6		
49.48	130	30			35	15.3	13 ϕ 1/2"	1.50	0.51	38.8		
57.39	140	30			35	20.1	11 ϕ 5/8"	1.65	0.59	56.4		
65.88	150	30			40	23.7	12 ϕ 5/8"	1.75	0.68	65.3		
74.65	160	35			40	24.6	13 ϕ 5/8"	1.85	0.90	74.7		
83.93	170	40			45	24.0	13 ϕ 5/8"	1.95	1.16	78.8		
94.09	180	40			45	29.6	11 ϕ 3/4"	2.15	1.30	105.8		
104.83	190	40			50	33.6	12 ϕ 3/4"	2.25	1.44	120.8		
116.16	200	40			50	40.6	15 ϕ 3/4"	2.35	1.60	157.7		
128.07	210	40			55	45.5	16 ϕ 3/4"	2.45	1.76	175.4		
140.55	220	40			55	54.0	19 ϕ 3/4"	2.55	1.94	216.8		
153.62	230	40			60	60.0	22 ϕ 3/4"	2.65	2.12	260.8		
166.06	240	45			60	68.5	22 ϕ 3/4"	2.75	2.81	270.7		
179.25	250	50	15		65	58.5	21 ϕ 3/4"	2.85	3.44	267.8		
193.88	260	50	20		65	67.6	24 ϕ 3/4"	2.95	3.72	316.8		
209.08	270	50	20		70	73.8	20 ϕ 7/8"	3.10	4.01	377.6		
224.85	280	50	20		70	84.4	22 ϕ 7/8"	3.20	4.31	428.7		
241.20	290	50	20		75	91.7	24 ϕ 7/8"	3.30	4.63	482.3		
256.77	300	55	25		75	92.5	24 ϕ 7/8"	3.40	5.51	496.9		
272.73	310	60	30		80	90.0	24 ϕ 7/8"	3.50	6.49	511.6		
290.61	320	60	30		80	101.2	20 ϕ 1"	3.70	6.91	588.7		
309.06	330	60	30		85	108.7	22 ϕ 1"	3.80	7.35	665.1		
328.07	340	60	30		85	121.4	24 ϕ 1"	3.90	7.80	744.7		
347.66	350	60	30		90	129.9	26 ϕ 1"	4.00	8.27	827.4		
367.80	360	60	30		90	144.1	29 ϕ 1"	4.10	8.75	946.0		
388.52	370	60	30		95	153.6	31 ϕ 1"	4.20	9.24	1035.9		
407.64	380	65	35		95	154.0	31 ϕ 1"	4.30	10.65	1060.5		
427.10	390	70	40		100	149.9	30 ϕ 1"	4.40	12.17	1050.2		
449.28	400	70	40		100	164.5	33 ϕ 1"	4.50	12.80	1181.5		
472.03	410	70	40		105	174.3	35 ϕ 1"	4.60	13.45	1280.9		
495.33	420	70	40		105	190.4	38 ϕ 1"	4.70	14.11	1420.9		
519.20	430	70	40		110	201.2	40 ϕ 1"	4.80	14.79	1527.6		
540.72	440	75	45		110	201.8	40 ϕ 1"	4.90	16.70	1559.4		
562.54	450	80	50		115	197.0	39 ϕ 1"	5.00	18.73	1551.4		
587.83	460	80	50		115	213.6	43 ϕ 1"	5.10	19.57	1744.8		
613.66	470	80	50		120	224.6	45 ϕ 1"	5.20	20.43	1861.7		
640.85	480	80	50		120	242.7	48 ϕ 1"	5.30	21.31	2024.0		
667.08	490	80	50		125	254.7	51 ϕ 1"	5.40	22.21	2191.1		
694.58	500	80	50		125	274.3	55 ϕ 1"	5.50	23.12	2406.7		



TABLA 9.7

 $q_s = 0.50 \text{ kg/cm}^2$ $f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$
 $f_y = 2800 \text{ kg/cm}^2$

CARGA	BASE		ESCALON		PEDESTAL		CABILLAS DE LA BASE (c/s)				VOLUMEN DE CONCRETO	PESO DE CABILLAS
	LADO	ALT	LADO	ALT	LADO	min	ACERO FLEXION	CANTIDAD Y	LARGO			
P	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	DIAMETRO	mts	mts ³	kgs	
ton												
4.28	100	30			30		0.9	5 ϕ 3/8"	1.15	0.30	6.4	
5.18	110	30			30		1.3	5 ϕ 3/8"	1.20	0.36	6.7	
6.16	120	30			30		1.9	5 ϕ 3/8"	1.30	0.43	7.3	
7.23	130	30			35		2.2	5 ϕ 3/8"	1.40	0.51	7.8	
8.39	140	30			35		2.9	5 ϕ 3/8"	1.50	0.59	8.4	
9.63	150	30			40		3.5	5 ϕ 3/8"	1.60	0.68	8.9	
10.96	160	30			40		4.4	7 ϕ 3/8"	1.70	0.77	13.3	
12.37	170	30			45		5.1	8 ϕ 3/8"	1.80	0.87	16.1	
13.87	180	30			45		6.3	9 ϕ 3/8"	1.90	0.97	19.1	
15.45	190	30			50		7.1	10 ϕ 3/8"	2.00	1.08	22.4	
17.12	200	30			50		8.6	13 ϕ 3/8"	2.10	1.20	30.5	
18.87	210	30			55		9.6	14 ϕ 3/8"	2.20	1.32	34.4	
20.72	220	30			55		11.4	10 ϕ 1/2"	2.40	1.45	47.7	
22.64	230	30			60		12.7	11 ϕ 1/2"	2.50	1.59	54.7	
24.65	240	30			60		14.8	12 ϕ 1/2"	2.60	1.73	62.0	
26.75	250	30			65		16.3	13 ϕ 1/2"	2.70	1.87	69.8	
28.93	260	30			65		18.9	10 ϕ 5/8"	2.85	2.03	88.6	
31.20	270	30			70		20.6	11 ϕ 5/8"	2.95	2.19	100.9	
33.56	280	30			70		23.6	12 ϕ 5/8"	3.05	2.35	113.8	
35.99	290	30			75		25.6	13 ϕ 5/8"	3.15	2.52	127.3	
37.44	300	35			75		23.1	12 ϕ 5/8"	3.25	3.15	121.2	
39.98	310	35			80		25.0	13 ϕ 5/8"	3.35	3.36	135.4	
42.68	320	35			80		28.1	10 ϕ 3/4"	3.55	3.58	158.8	
45.30	330	35			85		30.2	11 ϕ 3/4"	3.65	3.81	179.6	
48.07	340	35			85		33.7	12 ϕ 3/4"	3.75	4.05	201.3	
50.96	350	35			90		36.0	13 ϕ 3/4"	3.85	4.29	223.9	
52.36	360	40			90		32.9	12 ϕ 3/4"	3.95	5.18	212.1	
55.31	370	40			95		35.1	13 ϕ 3/4"	4.05	5.48	235.6	
58.34	380	40			95		38.7	14 ϕ 3/4"	4.15	5.78	259.9	
61.45	390	40			100		41.2	15 ϕ 3/4"	4.25	6.08	285.2	
64.64	400	40			100		45.2	16 ϕ 3/4"	4.35	6.40	311.4	
67.91	410	40			105		47.9	17 ϕ 3/4"	4.45	6.72	338.5	
70.82	420	45	15		105		43.1	16 ϕ 3/4"	4.55	8.60	325.7	
74.15	430	45	15		110		45.5	16 ϕ 3/4"	4.65	9.01	352.9	
77.56	440	45	15		110		49.5	18 ϕ 3/4"	4.75	9.44	382.5	
81.04	450	45	15		115		52.2	19 ϕ 3/4"	4.85	9.87	412.3	
84.68	460	45	15		115		56.6	20 ϕ 3/4"	4.95	10.32	442.9	
88.24	470	45	15		120		59.5	21 ϕ 3/4"	5.05	10.77	474.5	
91.96	480	45	15		120		64.3	23 ϕ 3/4"	5.15	11.23	529.9	
95.75	490	45	15		125		67.4	24 ϕ 3/4"	5.25	11.70	563.7	
	500	45	15		125		72.6	19 ϕ 7/8"	5.40	12.19	624.8	



TABLA 9.8

 $q_s = 1.00 \text{ kg/cm}^2$ $f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$
 $f_y = 2800 \text{ kg/cm}^2$

CARGA P ton	BASE		ESCALON		PEDESTAL	CABILLAS DE LA BASE (c/s)			VOLUMEN DE CONCRETO mts ³	PESO DE CABILLAS kgs
	LADO cm	ALT cm	LADO cm	ALT cm	LADO min cm	ACERO FLEXION cm ²	CANTIDAD Y DIAMETRO	LARGO mts		
9.28	100	30			30	2.0	5 ϕ 3/8"	1.15	0.30	6.4
11.23	110	30			30	2.9	5 ϕ 3/8"	1.20	0.36	6.7
13.36	120	30			30	4.0	6 ϕ 3/8"	1.30	0.43	8.7
15.68	130	30			35	4.9	7 ϕ 3/8"	1.40	0.51	11.0
18.19	140	30			35	6.4	9 ϕ 3/8"	1.50	0.59	15.1
20.88	150	30			40	7.5	11 ϕ 3/8"	1.60	0.68	19.7
23.76	160	30			40	9.5	14 ϕ 3/8"	1.70	0.77	26.6
26.82	170	30			45	11.0	9 ϕ 1/2"	1.90	0.87	34.0
30.07	180	30			45	13.6	11 ϕ 1/2"	2.00	0.97	43.7
33.50	190	30			50	15.4	13 ϕ 1/2"	2.10	1.08	54.3
37.12	200	30			50	18.6	10 ϕ 5/8"	2.25	1.20	69.9
40.92	210	30			55	20.9	11 ϕ 5/8"	2.35	1.32	80.3
44.92	220	30			55	24.8	13 ϕ 5/8"	2.45	1.45	99.0
49.09	230	30			60	27.5	14 ϕ 5/8"	2.55	1.59	111.0
53.45	240	30			60	32.2	12 ϕ 3/4"	2.75	1.73	147.6
58.00	250	30			65	35.4	13 ϕ 3/4"	2.85	1.87	165.8
62.73	260	30			65	40.9	15 ϕ 3/4"	2.95	2.03	198.0
67.65	270	30			70	44.7	16 ϕ 3/4"	3.05	2.19	218.3
72.76	280	30			70	51.1	18 ϕ 3/4"	3.15	2.35	253.7
78.04	290	30			75	55.4	20 ϕ 3/4"	3.25	2.52	290.8
82.44	300	35			75	58.9	18 ϕ 3/4"	3.35	3.15	269.8
88.03	310	35			80	61.8	20 ϕ 3/4"	3.45	3.36	308.7
93.80	320	35			80	66.4	22 ϕ 3/4"	3.55	3.58	349.4
99.75	330	35			85	74.1	24 ϕ 3/4"	3.65	3.81	391.9
105.89	340	35			85	79.3	20 ϕ 7/8"	3.80	4.05	462.8
112.21	350	35			90	73.7	21 ϕ 7/8"	3.90	4.29	498.8
117.16	360	40			90	78.6	19 ϕ 7/8"	4.00	5.18	462.8
123.76	370	40			95	86.7	21 ϕ 7/8"	4.10	5.48	524.3
130.54	380	40			95	92.1	23 ϕ 7/8"	4.20	5.78	588.3
137.50	390	40			100	101.1	24 ϕ 7/8"	4.30	6.08	628.5
144.64	400	40			100	107.1	20 ϕ 1"	4.50	6.40	716.0
151.96	410	40			105	107.1	22 ϕ 1"	4.60	6.72	805.1
155.76	420	45	210	15	105	99.3	20 ϕ 1"	4.70	8.60	747.9
163.27	430	45	215	15	110	104.9	21 ϕ 1"	4.80	9.01	802.0
170.95	440	45	220	15	110	114.1	23 ϕ 1"	4.90	9.44	896.6
178.81	450	45	225	15	115	120.3	24 ϕ 1"	5.00	9.87	954.7
186.84	460	45	230	15	115	130.4	26 ϕ 1"	5.10	10.32	1055.0
195.05	470	45	235	15	115	137.1	28 ϕ 1"	5.20	10.77	1158.4
203.44	480	45	240	15	120	148.2	30 ϕ 1"	5.30	11.23	1265.0
212.01	490	45	245	15	125	155.5	31 ϕ 1"	5.40	11.70	1331.8
220.75	500	45	250	15	125	167.5	34 ϕ 1"	5.50	12.19	1487.8



TABLA 9.9

 $q_s = 1.50 \text{ kg/cm}^2$ $f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$
 $f_y = 2800 \text{ kg/cm}^2$

CARGA P ton	BASE		ESCALON		PEDESTAL		CABILLAS DE LA BASE (c/s)			VOLUMEN DE CONCRETO mts ³	PESO DE CABILLAS kgs
	LADO cm	ALT cm	LADO cm	ALT cm	LADO min cm	ACERO FLEXION cm	CANTIDAD Y DIAMETRO	LARGO mts			
14.28	100	30			30	3.1	5 ϕ 3/8"	1.15	0.30	6.4	
17.28	110	30			30	4.5	7 ϕ 3/8"	1.20	0.36	9.4	
20.56	120	30			30	6.2	9 ϕ 3/8"	1.30	0.43	13.1	
24.13	130	30			35	7.5	11 ϕ 3/8"	1.40	0.51	17.2	
27.99	140	30			35	9.8	14 ϕ 3/8"	1.50	0.59	23.5	
32.13	150	30			40	11.6	10 ϕ 1/2"	1.70	0.68	33.8	
36.56	160	30			40	14.7	12 ϕ 1/2"	1.80	0.77	42.9	
41.27	170	30			45	16.9	14 ϕ 1/2"	1.90	0.87	52.9	
46.27	180	30			45	20.9	11 ϕ 5/8"	2.05	0.97	70.1	
51.55	190	30			50	23.7	12 ϕ 5/8"	2.15	1.08	80.2	
57.12	200	30			50	28.6	11 ϕ 3/4"	2.35	1.20	115.7	
62.97	210	30			55	32.1	12 ϕ 3/4"	2.45	1.32	131.5	
69.12	220	30			55	38.1	14 ϕ 3/4"	2.55	1.45	159.7	
75.54	230	30			60	42.3	15 ϕ 3/4"	2.65	1.59	177.8	
82.25	240	30			60	49.5	18 ϕ 3/4"	2.75	1.73	221.5	
89.25	250	30			65	54.5	20 ϕ 3/4"	2.85	1.87	255.0	
96.53	260	30			65	62.9	23 ϕ 3/4"	2.95	2.03	303.6	
104.10	270	30			70	68.7	18 ϕ 7/8"	3.10	2.19	339.8	
111.96	280	30			70	78.6	21 ϕ 7/8"	3.20	2.35	409.2	
120.09	290	30			75	85.3	22 ϕ 7/8"	3.30	2.52	442.1	
127.44	300	35			75	78.7	21 ϕ 7/8"	3.40	3.15	434.8	
136.08	310	35			80	85.0	22 ϕ 7/8"	3.50	3.36	468.9	
145.00	320	35			80	95.6	19 ϕ 1"	3.70	3.58	559.3	
154.20	330	35			85	102.7	21 ϕ 1"	3.80	3.81	634.9	
163.69	340	35			85	114.6	23 ϕ 1"	3.90	4.05	713.7	
173.46	350	35			90	122.7	25 ϕ 1"	4.00	4.29	795.6	
181.96	360	40			90	114.5	23 ϕ 1"	4.10	5.18	750.3	
192.21	370	40			95	122.0	25 ϕ 1"	4.20	5.48	835.4	
202.74	380	40			95	134.6	27 ϕ 1"	4.30	5.78	923.7	
213.55	390	40			100	143.1	29 ϕ 1"	4.40	6.08	1015.2	
224.64	400	40			100	157.0	31 ϕ 1"	4.50	6.40	1109.9	
236.01	410	40			105	166.3	33 ϕ 1"	4.60	6.72	1207.7	
243.96	420	45	210	15	110	155.5	31 ϕ 1"	4.70	8.60	1159.2	
255.72	430	45	215	15	115	164.3	33 ϕ 1"	4.80	9.01	1260.2	
267.75	440	45	220	15	115	178.8	36 ϕ 1"	4.90	9.44	1403.4	
280.06	450	45	225	15	115	188.4	38 ϕ 1"	5.00	9.87	1511.6	
292.64	460	45	230	15	120	204.3	41 ϕ 1"	5.10	10.32	1663.6	
305.50	470	45	235	15	120	214.8	43 ϕ 1"	5.20	10.77	1779.0	
315.19	480	50	240	20	120	202.9	41 ϕ 1"	5.30	12.67	1728.8	
324.86	490	55	245	25	125	188.6	38 ϕ 1"	5.40	14.71	1632.6	
338.25	500	55	250	25	125	203.2	41 ϕ 1"	5.50	15.31	1794.1	



TABLA 9.10

 $q_s = 2.00 \text{ kg/cm}^2$ $f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$
 $f_y = 2800 \text{ kg/cm}^2$

CARGA P ton	BASE		ESCALON		PEDESTAL	CABILLAS DE LA BASE (c/s)				VOLUMEN DE CONCRETO mts ³	PESO DE CABILLAS kgs
	LADO cm	ALT cm	LADO cm	ALT cm		LADO min cm	ACERO FLEXION cm ²	CANTIDAD Y DIAMETRO	LARGO mts		
19.28	100	30			30	30	4.2	6 ϕ 3/8"	1.15	0.30	7.7
23.33	110	30			30	30	6.0	9 ϕ 3/8"	1.20	0.36	12.1
27.76	120	30			30	30	8.4	12 ϕ 3/8"	1.30	0.43	17.4
32.38	130	30			35	35	10.1	8 ϕ 1/2"	1.50	0.51	23.9
37.79	140	30			35	35	13.3	11 ϕ 1/2"	1.60	0.59	35.0
43.38	150	30			40	40	15.6	13 ϕ 1/2"	1.70	0.68	43.9
49.36	160	30			40	40	19.8	11 ϕ 5/8"	1.85	0.77	63.2
55.72	170	30			45	45	22.8	12 ϕ 5/8"	1.95	0.87	72.7
62.47	180	30			45	45	28.2	10 ϕ 3/4"	2.15	0.97	96.2
69.68	190	30			50	50	32.0	12 ϕ 3/4"	2.25	1.08	120.8
77.12	200	30			50	50	38.7	14 ϕ 3/4"	2.35	1.20	147.2
85.02	210	30			55	55	43.4	16 ϕ 3/4"	2.45	1.32	175.4
93.32	220	30			55	55	51.5	19 ϕ 3/4"	2.55	1.45	216.8
101.99	230	30			60	60	57.1	21 ϕ 3/4"	2.65	1.59	249.0
110.36	240	35			60	60	64.5	20 ϕ 3/4"	2.75	2.02	246.1
119.00	250	40			65	65	70.6	21 ϕ 3/4"	2.85	2.50	229.5
128.71	260	40			65	65	78.3	23 ϕ 3/4"	2.95	2.70	277.2
138.80	270	40			70	70	89.8	23 ϕ 3/4"	3.05	2.92	313.9
149.27	280	40			70	70	103.4	25 ϕ 3/4"	3.20	3.14	370.3
160.13	290	40			75	75	116.9	25 ϕ 1"	3.30	3.36	422.0
171.36	300	40			80	80	137.5	28 ϕ 1"	3.40	3.60	496.9
182.97	310	40			80	80	156.1	32 ϕ 1"	3.50	3.84	572.8
194.97	320	40			85	85	169.9	34 ϕ 1"	3.60	4.10	647.6
207.35	330	45			85	85	189.6	36 ϕ 1"	3.70	4.36	725.6
217.67	340	45	15		90	90	204.7	39 ϕ 1"	3.80	4.60	809.4
228.83	350	50	15	15	90	90	221.2	41 ϕ 1"	4.00	5.10	982.4
242.09	360	50	180	20	95	95	249.1	44 ϕ 1"	4.20	5.30	1015.2
255.73	370	50	180	20	95	95	282.1	46 ϕ 1"	4.30	5.40	1145.7
269.74	380	50	190	20	100	100	313.3	49 ϕ 1"	4.40	5.50	1244.3
284.12	390	50	195	20	100	100	350.0	50 ϕ 1"	4.50	5.50	1383.5
298.88	400	50	200	20	105	105	387.6	50 ϕ 1"	4.60	5.50	1489.4
314.01	410	50	205	20	110	110	428.7	50 ϕ 1"	4.70	5.50	1611.4
329.52	420	50	210	20	110	110	474.6	50 ϕ 1"	4.80	5.50	1752.4
345.39	430	55	215	20	115	115	525.1	50 ϕ 1"	4.90	5.50	1906.2
358.74	440	60	225	30	115	115	581.1	50 ϕ 1"	5.00	5.50	2075.3
372.19	450	60	230	30	120	120	642.7	50 ϕ 1"	5.10	5.50	2259.9
388.92	460	60	235	30	120	120	710.1	50 ϕ 1"	5.20	5.50	2461.2
406.01	470	60	240	30	125	125	784.6	50 ϕ 1"	5.30	5.50	2680.3
423.48	480	60	245	30	125	125	866.1	50 ϕ 1"	5.40	5.50	2917.9
441.30	490	60	250	30	125	125	955.0	50 ϕ 1"	5.50	5.50	3174.2
459.58	500	60	250	30	125	125	1050.0	50 ϕ 1"	5.50	5.50	3450.2



TABLA 9.11

 $q_s = 2.50 \text{ kg/cm}^2$ $f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$
 $f_y = 2800 \text{ kg/cm}^2$

CARGA P ton	BASE		ESCALON		PEDESTAL	CABILLAS DE LA BASE (c/s)				VOLUMEN DE CONCRETO mts ³	PESO DE CABILLAS kgs
	LADO cm	ALT cm	LADO cm	ALT cm		LADO min cm	ACERO FLEXION cm ²	CANTIDAD Y DIAMETRO	LARGO mts		
24.28	100	30			30	30	5.3	8 ϕ 3/8"	1.15	0.30	10.3
29.38	110	30			30	30	7.6	11 ϕ 3/8"	1.20	0.36	14.8
34.96	120	30			30	30	10.5	9 ϕ 1/2"	1.40	0.43	25.0
41.03	130	30			35	35	12.7	11 ϕ 1/2"	1.50	0.51	32.8
47.59	140	30			35	35	16.7	14 ϕ 1/2"	1.60	0.59	44.5
54.63	150	30			40	40	19.6	10 ϕ 5/8"	1.75	0.68	54.4
62.16	160	30			40	40	24.9	13 ϕ 5/8"	1.85	0.77	74.7
70.17	170	30			45	45	28.7	11 ϕ 3/4"	2.05	0.87	100.9
78.67	180	30			45	45	35.5	13 ϕ 3/4"	2.15	0.97	125.0
87.65	190	30			50	50	40.3	15 ϕ 3/4"	2.25	1.08	151.0
96.64	200	35			50	50	47.6	14 ϕ 3/4"	2.35	1.40	147.2
106.02	210	40			55	55	54.7	16 ϕ 3/4"	2.45	1.76	153.5
116.35	220	40			55	55	63.9	18 ϕ 3/4"	2.55	1.94	182.5
127.17	230	40			60	60	74.6	21 ϕ 3/4"	2.65	2.12	213.4
138.47	240	40			60	60	86.1	21 ϕ 3/4"	2.75	2.30	258.4
150.25	250	40			65	65	99.8	23 ϕ 3/4"	2.85	2.50	293.3
162.51	260	40			65	65	114.8	20 ϕ 7/8"	3.00	2.70	365.4
175.25	270	40			70	70	130.7	21 ϕ 7/8"	3.10	2.92	396.5
188.47	280	40			70	70	148.2	24 ϕ 7/8"	3.20	3.14	467.7
202.18	290	40			75	75	168.1	20 ϕ 1"	3.40	3.36	541.0
214.47	300	45	15		75	75	197.6	20 ϕ 1"	3.50	3.59	556.9
227.56	310	50	155	20	80	80	228.4	21 ϕ 1"	3.60	3.70	544.2
242.48	320	50	160	20	80	80	264.1	23 ϕ 1"	3.80	3.80	618.2
257.88	330	50	165	20	85	85	304.6	25 ϕ 1"	3.90	5.99	695.4
273.74	340	50	170	20	85	85	350.0	27 ϕ 1"	4.00	6.74	775.7
290.08	350	50	175	20	90	90	400.0	30 ϕ 1"	4.20	7.13	859.2
306.89	360	50	180	20	90	90	455.0	32 ϕ 1"	4.40	7.33	978.6
324.18	370	50	185	20	95	95	515.1	33 ϕ 1"	4.50	8.84	1060.5
339.77	380	55	190	25	95	95	581.1	33 ϕ 1"	4.60	10.27	1050.2
355.61	390	60	195	30	100	100	653.9	35 ϕ 1"	4.80	10.80	1181.5
374.88	400	60	200	30	100	100	738.8	38 ϕ 1"	4.90	11.35	1280.9
393.02	410	60	205	30	105	105	834.6	40 ϕ 1"	5.00	12.48	1420.9
412.42	420	60	210	30	105	105	942.7	43 ϕ 1"	5.10	13.67	1527.6
432.30	430	60	215	30	110	110	1064.1	46 ϕ 1"	5.20	14.91	1686.2
452.64	440	60	220	30	110	110	1200.0	49 ϕ 1"	5.30	15.55	1779.0
473.44	450	60	225	30	115	115	1350.0	49 ϕ 1"	5.40	16.21	1911.8
491.55	460	65	230	35	115	115	1515.1	50 ϕ 1"	5.50	16.83	2105.2
509.84	470	70	235	40	120	120	1696.1	53 ϕ 1"	5.50	17.67	2319.2
531.76	480	70	240	40	125	125	1894.6	53 ϕ 1"	5.50	18.21	2519.2
554.15	490	70	245	40	125	125	2111.2	53 ϕ 1"	5.50	18.87	2719.2
577.00	500	70	250	40	125	125	2346.1	53 ϕ 1"	5.50	19.21	2919.2



TABLA 9.12

 $q_s = 3.00 \text{ kg/cm}^2$ $f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$
 $f_y = 2800 \text{ kg/cm}^2$

CARGA P ton	BASE		ESCALON		PEDESTAL	CABILLAS DE LA BASE (c/s)				VOLUMEN DE CONCRETO mts ³	PESO DE CABILLAS kgs.
	LADO cm	ALT cm	LADO cm	ALT cm		LADO min cm	ACERO FLEXION cm ²	CANTIDAD Y DIAMETRO	LARGO mts		
29.28	100	30			30	6.4	9 ϕ 3/8"	1.15	0.30	11.6	
35.43	110	30			30	9.2	13 ϕ 3/8"	1.20	0.36	17.4	
42.16	120	30			30	12.7	11 ϕ 1/2"	1.40	0.43	30.6	
49.48	130	30			35	15.3	13 ϕ 1/2"	1.50	0.51	38.8	
57.39	140	30			35	20.1	11 ϕ 5/8"	1.65	0.59	56.4	
65.88	150	30			40	23.7	12 ϕ 5/8"	1.75	0.68	65.3	
74.96	160	30			40	30.1	11 ϕ 3/4"	1.95	0.77	96.0	
84.62	170	30			45	34.7	13 ϕ 3/4"	2.05	0.87	119.2	
94.48	180	35			45	35.0	13 ϕ 3/4"	2.15	1.13	125.0	
104.83	190	40			50	33.6	12 ϕ 3/4"	2.25	1.44	120.8	
116.16	200	40			50	40.6	15 ϕ 3/4"	2.35	1.60	157.7	
128.07	210	40			55	45.5	16 ϕ 3/4"	2.45	1.76	175.4	
140.55	220	40			55	54.0	19 ϕ 3/4"	2.55	1.94	216.8	
153.62	230	40			60	60.0	22 ϕ 3/4"	2.65	2.12	260.8	
167.27	240	40			60	70.1	19 ϕ 7/8"	2.80	2.30	324.0	
181.50	250	40			65	77.2	20 ϕ 7/8"	2.90	2.50	353.2	
194.89	260	45			70	76.9	20 ϕ 7/8"	3.00	3.30	365.4	
209.08	270	50	15		70	73.8	20 ϕ 7/8"	3.10	4.01	377.6	
224.85	280	50	20		70	84.4	22 ϕ 7/8"	3.20	4.31	428.7	
241.20	290	50	20		75	91.7	24 ϕ 7/8"	3.30	4.63	482.3	
258.12	300	50	20		75	103.8	21 ϕ 1"	3.50	4.95	584.8	
275.61	310	50	20		80	112.1	23 ϕ 1"	3.60	5.29	658.8	
293.68	320	50	20		80	126.0	25 ϕ 1"	3.70	5.63	735.9	
312.33	330	50	20		85	135.4	27 ϕ 1"	3.80	5.99	816.3	
329.81	340	55	25		85	134.7	27 ϕ 1"	3.90	7.08	837.8	
347.66	350	60	30		90	129.9	26 ϕ 1"	4.00	8.27	827.4	
367.80	360	60	30		90	144.1	29 ϕ 1"	4.10	8.75	946.0	
388.52	370	60	30		95	153.6	31 ϕ 1"	4.20	9.24	1035.9	
409.81	380	60	30		95	169.4	34 ϕ 1"	4.30	9.75	1163.2	
431.66	390	60	30		100	180.8	36 ϕ 1"	4.40	10.27	1260.2	
454.08	400	60	30		100	197.6	40 ϕ 1"	4.50	10.80	1432.1	
474.55	410	65	35		105	190.3	38 ϕ 1"	4.60	12.40	1390.7	
495.33	420	70	40		105	190.4	38 ϕ 1"	4.70	14.11	1420.9	
519.20	430	70	40		110	201.2	40 ϕ 1"	4.80	14.79	1527.6	
543.63	440	70	40		110	218.9	44 ϕ 1"	4.90	15.49	1715.3	
568.62	450	70	40		115	230.7	46 ϕ 1"	5.00	16.20	1829.9	
594.17	460	70	40		115	250.2	50 ϕ 1"	5.10	16.93	2028.8	
620.29	470	70	40		120	263.1	52 ϕ 1"	5.20	17.67	2151.3	
643.51	480	75	45		120	261.9	52 ϕ 1"	5.30	19.87	2192.7	
667.00	490	80	50		125	254.7	51 ϕ 1"	5.40	22.21	2191.1	
694.50	500	80	50		125	274.3	55 ϕ 1"	5.50	23.12	2406.7	



TABLA 9.13

 $q_s = 3.50 \text{ kg/cm}^2$ $f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$
 $f_y = 2800 \text{ kg/cm}^2$

CARGA P ton	BASE		ESCALON		PEDESTAL	CABILLAS DE LA BASE (c/s)			VOLUMEN DE CONCRETO mts ³	PESO DE CABILLAS kgs
	LADO cm	ALT cm	LADO cm	ALT cm		LADO min cm	ACERO FLEXION cm ²	CANTIDAD Y DIAMETRO		
34.28	100	30			30	7.5	11 ϕ 3/8"	1.15	0.30	14.1
41.48	110	30			30	10.8	9 ϕ 1/2"	1.30	0.36	23.3
49.36	120	30			30	14.9	12 ϕ 1/2"	1.40	0.43	33.4
57.93	130	30			35	17.9	10 ϕ 5/8"	1.55	0.51	48.2
67.19	140	30			35	23.6	12 ϕ 5/8"	1.65	0.59	61.5
77.13	150	30			40	27.7	10 ϕ 3/4"	1.85	0.68	82.8
87.45	160	35			40	28.8	11 ϕ 3/4"	1.95	0.90	96.0
98.38	170	40			45	28.1	10 ϕ 3/4"	2.05	1.16	91.7
110.29	180	40			45	34.7	13 ϕ 3/4"	2.15	1.30	125.0
122.88	190	40			50	39.4	14 ϕ 3/4"	2.25	1.44	140.9
136.16	200	40			50	47.6	17 ϕ 3/4"	2.35	1.60	178.7
150.12	210	40			55	53.4	19 ϕ 3/4"	2.45	1.76	208.3
164.75	220	40			55	63.3	23 ϕ 3/4"	2.55	1.94	262.4
180.07	230	40			60	70.3	19 ϕ 7/8"	2.70	2.12	312.4
194.86	240	45		15	60	71.0	19 ϕ 7/8"	2.80	2.81	324.0
210.50	250	50	20	20	65	68.7	18 ϕ 7/8"	2.90	3.44	317.9
227.68	260	50	20	20	65	79.4	21 ϕ 7/8"	3.00	3.72	383.7
245.53	270	50	20	20	70	86.7	23 ϕ 7/8"	3.10	4.01	434.2
264.05	280	50	20	20	70	99.1	20 ϕ 1"	3.30	4.31	523.1
283.25	290	50	20	20	75	107.6	22 ϕ 1"	3.40	4.63	593.1
301.77	300	55	25	25	75	108.8	22 ϕ 1"	3.50	5.31	612.6
320.78	310	60	30	30	80	105.9	21 ϕ 1"	3.60	6.49	601.5
341.81	320	60	30	30	80	119.0	24 ϕ 1"	3.70	6.91	706.5
363.51	330	60	30	30	85	127.9	26 ϕ 1"	3.80	7.35	786.1
385.87	340	60	30	30	85	142.7	29 ϕ 1"	3.90	7.80	899.8
408.90	350	60	30	30	90	152.8	31 ϕ 1"	4.00	8.27	986.5
432.68	360	60	30	30	90	169.4	34 ϕ 1"	4.10	8.75	1109.1
454.92	370	65	35	35	95	164.3	33 ϕ 1"	4.20	10.10	1102.7
477.68	380	70	40	40	95	166.1	33 ϕ 1"	4.30	11.55	1129.0
503.15	390	70	40	40	100	176.5	35 ϕ 1"	4.40	12.17	1223.2
529.28	400	70	40	40	100	193.8	39 ϕ 1"	4.50	12.80	1396.3
556.08	410	70	40	40	105	205.3	41 ϕ 1"	4.60	13.45	1500.5
583.53	420	70	40	40	105	224.3	45 ϕ 1"	4.70	14.11	1682.7
611.65	430	70	40	40	110	237.0	47 ϕ 1"	4.80	14.79	1794.9
637.52	440	75	45	45	110	237.9	47 ϕ 1"	4.90	16.70	1832.3
663.79	450	80	50	50	115	252.5	46 ϕ 1"	5.00	18.73	1829.9
693.63	460	80	50	50	115	265.0	53 ϕ 1"	5.10	19.57	2028.8
724.11	470	80	50	50	120	286.4	57 ϕ 1"	5.20	20.43	2192.7
755.25	480	80	50	50	120	286.4	57 ϕ 1"	5.30	21.31	2403.5
787.05	490	80	50	50	125	300.5	60 ϕ 1"	5.40	22.21	2577.7
815.75	500	85	55	55	125	301.5	60 ϕ 1"	5.50	24.69	2625.5



TABLA 9.14

 $q_s = 4.00 \text{ kg/cm}^2$ $f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$
 $f_y = 2800 \text{ kg/cm}^2$

CARGA P ton	BASE		ESCALON		PEDESTAL	CABILLAS DE LA BASE (c/s)				VOLUMEN DE CONCRETO mts ³	PESEO DE CABILLAS kgs
	LADO cm	ALT cm	LADO cm	ALT cm		LADO min cm	ACERO FLEXION cm ²	CANTIDAD Y DIAMETRO	LARGO mts		
39.28	100	30			30	8.6	13 ϕ 3/8"	1.15	0.30	16.7	
47.53	110	30			30	12.3	10 ϕ 1/2"	1.30	0.36	25.8	
56.56	120	30			30	17.0	14 ϕ 1/2"	1.40	0.43	39.0	
66.38	130	30			35	20.5	11 ϕ 5/8"	1.55	0.51	53.0	
76.99	140	30			35	27.0	14 ϕ 5/8"	1.65	0.59	71.8	
88.11	150	35			40	26.0	14 ϕ 5/8"	1.75	0.79	76.1	
99.94	160	40			40	27.9	10 ϕ 3/4"	1.95	1.02	87.2	
112.83	170	40			45	32.2	12 ϕ 3/4"	2.05	1.16	110.1	
126.49	180	40			45	39.8	14 ϕ 3/4"	2.15	1.30	134.7	
140.93	190	40			50	45.2	16 ϕ 3/4"	2.25	1.44	161.1	
156.16	200	40			50	54.6	20 ϕ 3/4"	2.35	1.60	210.3	
172.17	210	40			55	61.2	22 ϕ 3/4"	2.45	1.76	241.1	
187.94	220	45			55	62.7	23 ϕ 3/4"	2.55	2.36	262.4	
204.42	230	50			60	61.3	22 ϕ 3/4"	2.65	2.91	260.8	
222.80	240	50			60	71.7	19 ϕ 7/8"	2.80	3.17	324.0	
241.75	250	50			65	78.9	21 ϕ 7/8"	2.90	3.44	370.9	
261.48	260	50			65	91.2	24 ϕ 7/8"	3.00	3.72	438.5	
281.98	270	50			70	99.6	20 ϕ 1"	3.20	4.01	509.2	
302.08	280	55			70	101.6	21 ϕ 1"	3.30	4.80	551.4	
322.78	290	60			75	99.5	20 ϕ 1"	3.40	5.68	541.0	
345.42	300	60			75	112.7	23 ϕ 1"	3.50	6.08	640.5	
368.83	310	60			80	121.7	25 ϕ 1"	3.60	6.49	716.0	
393.81	320	60			80	136.8	28 ϕ 1"	3.70	6.91	824.2	
417.96	330	60			85	147.0	30 ϕ 1"	3.80	7.35	907.0	
441.94	340	65			85	149.4	30 ϕ 1"	3.90	8.53	930.9	
466.48	350	70			90	146.6	29 ϕ 1"	4.00	9.80	922.9	
493.52	360	70			90	162.6	33 ϕ 1"	4.10	10.37	1076.4	
521.32	370	70			95	173.4	35 ϕ 1"	4.20	10.95	1169.5	
549.88	380	70			95	191.3	38 ϕ 1"	4.30	11.55	1300.0	
579.28	390	70			100	203.2	41 ϕ 1"	4.40	12.17	1435.3	
606.88	400	75			100	205.9	41 ϕ 1"	4.50	13.80	1467.9	
635.08	410	80			105	202.3	40 ϕ 1"	4.60	15.55	1463.9	
666.44	420	80			105	221.1	44 ϕ 1"	4.70	16.32	1645.3	
698.55	430	80			110	233.6	47 ϕ 1"	4.80	17.10	1794.9	
731.42	440	80			110	254.2	51 ϕ 1"	4.90	17.91	1988.2	
765.04	450	80			115	267.9	53 ϕ 1"	5.00	18.73	2108.3	
796.25	460	85			115	270.8	54 ϕ 1"	5.10	20.90	2191.1	
827.93	470	90			120	266.5	53 ϕ 1"	5.20	23.19	2192.7	
863.54	480	90			120	288.0	57 ϕ 1"	5.30	24.19	2403.5	
899.89	490	90			125	302.2	60 ϕ 1"	5.40	25.21	2577.7	
937.00	500	90			125	325.5	65 ϕ 1"	5.50	26.25	2844.3	



TABLA 15

 $q_s = 0.50 \text{ kg/cm}^2$ $f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$
 $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

CARGA	BASE		ESCALON		PEDESTAL		CABILLAS DE LA BASE (c/s)			VOLUMEN DE CONCRETO	PESO DE CABILLAS
	LADO	ALT	LADO	ALT	LADO	ACERO FLEXION	CANTIDAD Y DIAMETRO	LARGO			
P	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	mts	mts	mts ³	kgs
ton											
4.28	100	30			30	0.6	5 ϕ 3/8"	1.15	0.30	6.4	
5.18	110	30			30	0.9	5 ϕ 3/8"	1.20	0.36	6.7	
6.16	120	30			30	1.2	5 ϕ 3/8"	1.30	0.43	7.3	
7.23	130	30			35	1.5	5 ϕ 3/8"	1.40	0.51	7.8	
8.39	140	30			35	2.0	5 ϕ 3/8"	1.50	0.59	8.4	
9.63	150	30			40	2.3	5 ϕ 3/8"	1.60	0.68	8.9	
10.96	160	30			40	2.9	5 ϕ 3/8"	1.70	0.77	9.5	
12.37	170	30			45	3.4	5 ϕ 3/8"	1.80	0.87	10.1	
13.87	180	30			45	4.2	6 ϕ 3/8"	1.90	0.97	12.7	
15.45	190	30			50	4.7	7 ϕ 3/8"	2.00	1.08	15.7	
17.12	200	30			50	5.7	9 ϕ 3/8"	2.10	1.20	21.1	
18.87	210	30			55	6.4	9 ϕ 3/8"	2.20	1.32	22.1	
20.72	220	30			55	7.6	11 ϕ 3/8"	2.30	1.45	28.3	
22.64	230	30			60	8.5	12 ϕ 3/8"	2.40	1.59	32.2	
24.65	240	30			60	9.9	14 ϕ 3/8"	2.50	1.73	39.1	
26.75	250	30			65	10.9	16 ϕ 3/8"	2.60	1.87	46.5	
28.93	260	30			65	12.6	18 ϕ 3/8"	2.70	2.03	54.3	
31.20	270	30			70	13.7	20 ϕ 3/8"	2.80	2.19	62.6	
33.56	280	30			70	15.7	13 ϕ 1/2"	3.00	2.35	77.5	
35.99	290	30			75	17.0	14 ϕ 1/2"	3.10	2.52	86.3	
37.44	300	35			75	15.4	13 ϕ 1/2"	3.20	3.15	82.7	
39.98	310	35			80	16.7	15 ϕ 1/2"	3.30	3.36	91.8	
42.68	320	35			80	18.7	15 ϕ 1/2"	3.40	3.58	101.4	
45.30	330	35			85	20.1	16 ϕ 1/2"	3.50	3.81	111.3	
48.09	340	35			85	22.4	18 ϕ 1/2"	3.60	4.05	128.8	
50.96	350	35			90	24.0	19 ϕ 1/2"	3.70	4.29	139.8	
52.36	360	40			90	22.0	18 ϕ 1/2"	3.80	5.18	136.0	
55.31	370	40			95	23.4	19 ϕ 1/2"	3.90	5.48	147.3	
58.34	380	40			95	25.8	14 ϕ 5/8"	4.05	5.78	176.2	
61.45	390	40			100	27.4	14 ϕ 5/8"	4.15	6.08	180.6	
64.64	400	40			100	30.1	16 ϕ 5/8"	4.25	6.40	211.3	
67.91	410	40			105	31.9	17 ϕ 5/8"	4.35	6.72	229.8	
70.82	420	45		15	105	28.7	15 ϕ 5/8"	4.45	8.60	207.5	
74.15	430	45		15	110	30.3	16 ϕ 5/8"	4.55	9.01	226.3	
77.56	440	45		15	110	33.0	17 ϕ 5/8"	4.65	9.44	243.7	
81.04	450	45		15	115	34.8	18 ϕ 5/8"	4.75	9.87	265.7	
84.60	460	45		15	115	37.7	20 ϕ 5/8"	4.85	10.32	301.5	
88.24	470	45		15	120	39.7	14 ϕ 3/4"	5.05	10.77	316.3	
91.96	480	45		15	120	42.8	16 ϕ 3/4"	5.15	11.23	368.7	
95.75	490	45		15	125	45.0	16 ϕ 3/4"	5.25	11.70	375.8	
	500	45		15	125	48.4	17 ϕ 3/4"	5.35	12.19	406.9	



TABLA 9.20

 $q_s = 3.00 \text{ kg/cm}^2$ $f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$
 $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

CARGA P ton	BASE		ESCALON		PEDESTAL	CABILLAS DE LA BASE (c/s)				VOLUMEN DE CONCRETO mts ³	PESO DE CABILLAS kgs
	LADO cm	ALT cm	LADO cm	ALT cm		ACERO FLEXION cm	CANTIDAD Y DIAMETRO	LARGO mts			
29.28	100	30			30	4.3	6 ϕ 3/8"	1.15	0.30	7.7	
35.43	110	30			30	6.1	9 ϕ 3/8"	1.20	0.36	12.1	
42.16	120	30			30	8.5	12 ϕ 3/8"	1.30	0.43	17.4	
49.48	130	30			35	10.2	15 ϕ 3/8"	1.40	0.51	23.5	
57.39	140	30			35	13.4	19 ϕ 3/8"	1.50	0.59	31.9	
65.88	150	30			40	15.8	23 ϕ 1/2"	1.70	0.68	43.9	
74.96	160	30			40	20.0	28 ϕ 1/2"	1.80	0.77	57.3	
84.62	170	30			45	23.1	33 ϕ 1/2"	1.90	0.87	71.8	
94.48	180	35			45	23.3	39 ϕ 1/2"	2.00	1.13	97.5	
104.83	190	40			50	22.4	45 ϕ 1/2"	2.10	1.44	124.7	
116.16	200	40			50	27.1	54 ϕ 5/8"	2.25	1.60	144.7	
128.07	210	40			55	30.3	64 ϕ 5/8"	2.35	1.76	177.8	
140.55	220	40			55	36.0	76 ϕ 5/8"	2.45	1.94	209.2	
153.62	230	40			60	40.0	90 ϕ 3/4"	2.65	2.12	242.3	
167.27	240	40			60	46.8	108 ϕ 3/4"	2.75	2.30	287.6	
181.50	250	40			65	51.5	129 ϕ 3/4"	2.85	2.50	339.9	
194.89	260	45	15		65	51.3	153 ϕ 3/4"	3.05	3.30	416.8	
209.08	270	50	15		70	49.2	180 ϕ 3/4"	3.15	4.31	540.8	
224.85	280	50	20		70	56.3	210 ϕ 3/4"	3.25	4.63	689.0	
241.20	290	50	20		75	61.1	240 ϕ 3/4"	3.35	4.95	846.3	
258.12	300	50	20		75	69.2	280 ϕ 3/4"	3.45	5.29	1024.7	
275.61	310	50	20		80	74.8	320 ϕ 3/4"	3.55	5.63	1247.5	
293.68	320	50	20		80	84.0	360 ϕ 3/4"	3.70	5.99	1447.8	
312.33	330	50	20		85	90.3	420 ϕ 3/4"	3.80	6.27	1619.0	
329.81	340	55	25		85	89.8	480 ϕ 3/4"	3.90	7.08		
347.66	350	60	30		90	86.6	540 ϕ 3/4"	4.00	7.85		
367.80	360	60	30		90	96.0	630 ϕ 3/4"	4.10	8.27		
388.52	370	60	30		95	102.4	720 ϕ 3/4"	4.20	9.24		
409.81	380	60	30		95	113.0	840 ϕ 3/4"	4.40	9.75		
431.66	390	60	30		100	120.0	960 ϕ 3/4"	4.50	10.27		
454.08	400	60	30		100	131.7	1080 ϕ 3/4"	4.60	10.80		
474.35	410	65	35		105	126.9	1260 ϕ 3/4"	4.70	11.41		
495.33	420	70	40		105	126.9	1440 ϕ 3/4"	4.80	12.40		
519.20	430	70	40		110	134.1	1620 ϕ 3/4"	4.90	13.49		
543.63	440	70	40		110	146.0	1800 ϕ 3/4"	5.00	14.79		
568.62	450	70	40		115	153.8	2000 ϕ 3/4"	5.10	15.49		
594.17	460	70	40		115	166.8	2250 ϕ 3/4"	5.20	16.20		
620.29	470	70	40		120	175.4	2520 ϕ 3/4"	5.30	17.67		
643.51	480	75	45		120	174.6	2820 ϕ 3/4"	5.40	19.87		
667.00	490	80	50		125	169.8	3150 ϕ 3/4"	5.50	22.21		
694.50	500	80	50		125	182.9	3450 ϕ 3/4"	5.50	23.12		



TABLA 9.21

 $q_s = 3.50 \text{ kg/cm}^2$ $f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$
 $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

CARGA P ton	BASE		ESCALÓN		PEDESTAL		CABILLAS DE LA BASE (c/s)			VOLUMEN DE CONCRETO mts ³	PESO DE CABILLAS kgs
	LADO cm	ALT cm	LADO cm	ALT cm	LADO min cm	ACERO FLEXION cm	CANTIDAD Y DIAMETRO	LARGO mts			
34.28	100	30			30	5.0	8 ϕ 3/8"	1.15	0.30	10.3	
41.48	110	30			30	7.2	11 ϕ 3/8"	1.20	0.36	14.8	
49.36	120	30			30	9.9	14 ϕ 3/8"	1.30	0.43	20.3	
57.93	130	30			35	12.0	17 ϕ 3/8"	1.40	0.51	26.6	
67.19	140	30			35	15.7	21 ϕ 1/2"	1.60	0.59	41.4	
77.13	150	30			40	18.5	26 ϕ 1/2"	1.70	0.68	50.7	
87.45	160	35			40	19.2	31 ϕ 1/2"	1.80	0.90	57.3	
98.38	170	40			45	23.1	37 ϕ 1/2"	1.90	1.16	73.5	
110.29	180	40			45	26.3	44 ϕ 5/8"	2.00	1.30	93.6	
122.88	190	40			50	31.7	52 ϕ 5/8"	2.15	1.44	118.9	
136.16	200	40			50	35.6	62 ϕ 5/8"	2.35	1.60	131.5	
150.12	210	40			55	42.2	74 ϕ 3/4"	2.55	1.94	171.1	
164.75	220	40			55	46.9	88 ϕ 3/4"	2.65	2.12	201.6	
180.07	230	40			60	47.3	104 ϕ 3/4"	2.75	2.81	209.2	
194.86	240	45	15		60	45.8	122 ϕ 3/4"	2.85	3.44	216.8	
210.50	250	50	20		65	52.9	142 ϕ 3/4"	3.05	4.01	286.6	
227.68	260	50	20		70	57.8	164 ϕ 3/4"	3.25	4.63	338.2	
245.53	270	50	20		70	66.1	190 ϕ 3/4"	3.35	5.51	389.7	
264.05	280	50	20		75	71.8	220 ϕ 3/4"	3.45	6.49	444.7	
283.25	290	50	20		75	72.5	26 ϕ 3/4"	3.55	6.91	489.9	
301.77	300	55	25		80	70.6	25 ϕ 3/4"	3.65	7.35	578.6	
320.78	310	60	30		80	79.3	28 ϕ 3/4"	3.80	8.27	641.3	
341.81	320	60	30		85	85.3	30 ϕ 3/4"	4.00	9.75	724.1	
363.51	330	60	30		85	95.2	25 ϕ 7/8"	4.10	10.10	840.2	
385.87	340	60	30		90	101.8	27 ϕ 7/8"	4.20	11.55	930.9	
408.90	350	60	30		90	113.0	30 ϕ 7/8"	4.40	12.17	1024.7	
432.60	360	60	30		95	109.6	29 ϕ 7/8"	4.50	13.45	1121.8	
454.92	370	65	35		95	117.7	24 ϕ 1"	4.60	14.11	1222.0	
477.68	380	70	40		95	129.2	26 ϕ 1"	4.70	14.79	1247.5	
503.15	390	70	40		100	136.9	28 ϕ 1"	4.80	16.70	1297.6	
529.28	400	70	40		100	149.5	30 ϕ 1"	5.00	18.73	1379.6	
556.08	410	70	40		105	158.0	32 ϕ 1"	5.20	20.43	1448.0	
583.53	420	70	40		105	155.0	31 ϕ 1"	5.30	21.31	1602.3	
611.65	430	70	40		110	168.0	34 ϕ 1"	5.40	22.21	1718.5	
637.52	440	75	45		115	176.7	35 ϕ 1"	5.50	24.69	1750.3	
663.79	450	80	50		120	190.9	38 ϕ 1"				
693.63	460	80	50		120	200.3	40 ϕ 1"				
724.11	470	80	50		125	201.0	40 ϕ 1"				
755.25	480	80	50		125						
787.05	490	80	50		125						
815.75	500	85	55		125						



TABLA 9.22

 $q_s = 4.00 \text{ kg/cm}^2$ $f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$
 $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

CARGA P ton	BASE		ESCALON		PEDESTAL	CABILLAS DE LA BASE (c/s)			VOLUMEN DE CONCRETO mts ³	PESO DE CABILLAS kgs
	LADO cm	ALT cm	LADO cm	ALT cm		LADO min cm	ACERO FLEXION cm ²	CANTIDAD Y DIAMETRO		
39.28	100	30			30	30	5.7	9 ϕ 3/8"	0.30	11.6
47.53	110	30			30	30	8.2	12 ϕ 3/8"	0.36	16.1
56.56	120	30			30	30	11.3	16 ϕ 3/8"	0.43	23.3
66.38	130	30			35	35	13.7	20 ϕ 3/8"	0.51	31.3
76.99	140	30			35	35	18.0	15 ϕ 1/2"	0.59	47.7
88.11	150	35			40	40	17.3	14 ϕ 1/2"	0.79	47.3
99.94	160	40			40	40	18.6	15 ϕ 1/2"	1.02	53.7
112.83	170	40			45	45	21.5	17 ϕ 1/2"	1.16	64.2
126.49	180	40			45	45	26.5	14 ϕ 5/8"	1.30	89.2
140.93	190	40			50	50	30.1	16 ϕ 5/8"	1.44	106.9
156.16	200	40			50	50	36.4	19 ϕ 5/8"	1.60	132.9
172.17	210	40			55	55	40.8	15 ϕ 3/4"	1.76	164.4
187.94	220	45	110	15	55	55	41.8	15 ϕ 3/4"	2.55	171.1
204.62	230	50	115	20	60	60	40.9	15 ϕ 3/4"	2.65	177.8
222.80	240	50	125	20	65	65	47.8	17 ϕ 3/4"	2.75	209.2
241.75	250	50	130	20	70	70	52.6	19 ϕ 3/4"	3.44	242.3
261.48	260	50	135	20	75	75	60.8	22 ϕ 3/4"	3.72	290.4
281.98	270	50	140	20	80	80	66.4	24 ϕ 3/4"	4.01	327.5
302.08	280	55	145	25	85	85	67.7	24 ϕ 3/4"	4.80	338.2
322.78	290	60	150	30	90	90	75.2	27 ϕ 3/4"	5.68	349.0
345.42	300	60	155	30	95	95	81.2	29 ϕ 3/4"	6.49	447.6
368.83	310	60	160	30	100	100	91.2	34 ϕ 7/8"	6.91	526.2
393.01	320	60	165	30	105	105	98.0	26 ϕ 7/8"	7.35	585.9
417.96	330	60	170	35	110	110	99.6	26 ϕ 7/8"	8.53	601.7
446.48	340	65	175	40	115	115	108.4	28 ϕ 7/8"	9.80	617.5
473.52	350	70	180	40	120	120	115.6	30 ϕ 7/8"	10.37	682.1
521.32	370	70	185	40	125	125	127.5	30 ϕ 1"	10.95	749.1
549.88	380	70	190	40	130	130	137.2	27 ϕ 1"	11.55	889.5
579.20	390	75	195	45	135	135	134.9	28 ϕ 1"	12.17	945.2
606.88	400	75	200	45	140	140	147.4	30 ϕ 1"	13.80	1002.5
635.08	410	80	205	50	145	145	155.7	31 ϕ 1"	15.55	988.1
666.44	420	80	210	50	150	150	169.5	34 ϕ 1"	16.32	1121.8
698.55	430	80	215	50	155	155	178.6	36 ϕ 1"	17.10	1183.9
731.42	440	80	220	50	160	160	180.5	36 ϕ 1"	18.73	1325.5
765.04	450	80	225	50	165	165	177.7	36 ϕ 1"	20.90	1432.1
796.25	460	85	230	55	170	170	192.0	38 ϕ 1"	23.19	1460.7
827.93	470	90	235	60	175	175	201.5	40 ϕ 1"	24.19	1489.4
863.54	480	90	240	60	180	180	217.9	43 ϕ 1"	25.21	1602.3
899.89	490	90	245	60	185	185	217.0	43 ϕ 1"	26.25	1718.5
937.00	500	90	250	60	190	190				1881.6



TABLA 9.23

 $q_s = 4.50 \text{ kg/cm}^2$ $f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$
 $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

CARGA P ton	BASE		ESCALON		PEDESTAL	CABILLAS DE LA BASE (c/s)			VOLUMEN DE CONCRETO mts ³	PESO DE CABILLAS kgs
	LADO cm	ALT cm	LADO cm	ALT cm		LADO min cm	ACERO FLEXION cm ²	CANTIDAD Y DIAMETRO		
44.28	100	30			30	30	6.4	10 ϕ 3/8"	0.30	12.9
53.58	110	30			30	30	9.3	13 ϕ 3/8"	0.36	17.4
63.76	120	30			30	30	12.8	18 ϕ 3/8"	0.43	26.2
74.83	130	30			35	35	15.4	13 ϕ 1/2"	0.51	38.8
86.55	140	35			35	35	16.6	14 ϕ 1/2"	0.69	44.5
99.09	150	40			40	40	16.6	14 ϕ 1/2"	0.90	47.3
112.74	160	40			40	40	21.0	17 ϕ 1/2"	1.02	60.8
127.28	170	40			45	45	24.2	20 ϕ 1/2"	1.16	75.5
142.69	180	40			45	45	29.9	16 ϕ 5/8"	1.30	101.9
158.98	190	40			50	50	34.0	18 ϕ 5/8"	1.44	120.3
175.32	200	45	100	15	50	50	35.5	18 ϕ 5/8"	1.95	125.9
192.63	210	50	105	20	55	55	35.0	18 ϕ 5/8"	2.43	131.5
211.41	220	50	110	20	55	55	41.6	17 ϕ 3/4"	2.66	171.1
231.07	230	50	115	20	60	60	46.1	17 ϕ 3/4"	2.91	201.6
251.60	240	50	120	20	60	60	54.0	19 ϕ 3/4"	3.17	233.8
273.00	250	50	125	20	65	65	59.4	21 ϕ 3/4"	3.44	267.8
294.26	260	55	130	25	65	65	61.3	22 ϕ 3/4"	4.14	290.4
316.24	270	60	135	30	70	70	60.4	22 ϕ 3/4"	4.92	300.2
340.10	280	60	140	30	70	70	69.1	25 ϕ 3/4"	5.29	352.3
364.83	290	60	145	30	75	75	75.0	27 ϕ 3/4"	5.68	392.6
390.42	300	60	150	30	75	75	85.0	30 ϕ 3/4"	6.08	449.6
416.88	310	60	155	30	80	80	91.7	24 ϕ 7/8"	6.49	511.6
442.68	320	65	160	35	80	80	93.9	25 ϕ 7/8"	7.55	548.1
469.14	330	70	165	40	85	85	92.6	24 ϕ 7/8"	8.71	540.8
498.00	340	70	170	40	85	85	103.3	27 ϕ 7/8"	9.25	624.8
527.73	350	70	175	40	90	90	110.6	29 ϕ 7/8"	9.80	688.8
558.32	360	70	180	40	90	90	122.6	25 ϕ 1"	10.37	815.5
589.77	370	70	185	40	95	95	130.8	26 ϕ 1"	10.95	868.8
619.91	380	75	190	45	95	95	133.2	27 ϕ 1"	12.45	923.7
650.68	390	80	195	50	100	100	131.4	26 ϕ 1"	14.07	910.2
684.48	400	80	200	50	100	100	144.2	29 ϕ 1"	14.80	1038.3
719.13	410	80	205	50	105	105	152.8	31 ϕ 1"	15.55	1134.5
754.64	420	80	210	50	105	105	166.9	33 ϕ 1"	16.32	1234.0
788.23	430	85	215	55	110	110	164.5	33 ϕ 1"	18.26	1260.2
822.41	440	90	220	60	110	110	167.6	34 ϕ 1"	20.33	1325.5
860.22	450	90	225	60	115	115	176.6	35 ϕ 1"	21.26	1392.3
898.88	460	90	230	60	115	115	191.5	38 ϕ 1"	22.22	1541.9
938.38	470	90	235	60	120	120	201.4	40 ϕ 1"	23.19	1654.8
978.74	480	90	240	60	120	120	217.6	43 ϕ 1"	24.19	1813.2
1016.34	490	95	245	65	125	125	214.6	43 ϕ 1"	26.71	1847.4
1054.50	500	100	250	70	125	125	217.9	44 ϕ 1"	29.37	1925.4



TABLA 9.4

 $q_s = 5.00 \text{ kg/cm}^2$ $f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$
 $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

CARGA P ton	BASE		ESCALON		PEDESTAL	CABILLAS DE LA BASE (c/s)				VOLUMEN DE CONCRETO mts ³	PESO DE CABILLAS kgs
	LADO cm	ALT cm	LADO cm	ALT cm		LADO min cm	ACERO FLEXION cm ²	CANTIDAD Y DIAMETRO	LARGO mts		
49.28	100	30	30		30	30	7.2	11 ϕ 3/8"	1.15	0.30	14.1
59.63	110	30	30		30	30	10.3	12 ϕ 3/8"	1.20	0.36	20.1
70.96	120	30	30		30	30	14.2	15 ϕ 1/2"	1.40	0.43	33.4
83.28	130	30	30		35	35	17.2	14 ϕ 1/2"	1.50	0.51	41.7
96.35	140	35	35		35	35	18.5	15 ϕ 1/2"	1.60	0.69	47.7
110.34	150	40	40		40	40	18.4	15 ϕ 1/2"	1.70	0.90	50.7
125.54	160	40	40		40	40	23.4	19 ϕ 1/2"	1.80	1.02	68.0
141.73	170	40	40		45	45	27.0	14 ϕ 5/8"	1.95	1.16	84.8
158.21	180	45	90	15	45	50	28.8	15 ϕ 5/8"	2.05	1.58	95.6
175.73	190	50	95	20	50	50	34.8	18 ϕ 5/8"	2.15	1.99	100.2
194.72	200	50	100	20	50	50	39.0	20 ϕ 5/8"	2.35	2.20	125.9
214.68	210	50	105	20	55	55	46.3	17 ϕ 3/4"	2.55	2.66	193.9
235.61	220	50	110	20	60	60	51.4	19 ϕ 3/4"	2.65	2.91	223.3
257.52	230	50	115	20	60	60	53.7	19 ϕ 3/4"	2.75	3.33	233.8
279.53	240	55	120	25	65	65	61.7	22 ϕ 3/4"	2.95	4.56	290.4
302.37	250	60	125	30	70	70	67.4	24 ϕ 3/4"	3.05	4.92	327.5
327.05	260	60	130	30	70	70	77.0	28 ϕ 3/4"	3.15	5.29	394.6
352.69	270	60	135	30	75	75	86.3	30 ϕ 3/4"	3.25	5.68	436.2
375.30	280	60	140	30	80	80	85.5	23 ϕ 7/8"	3.40	6.64	476.2
406.88	290	60	145	30	80	80	96.1	25 ϕ 7/8"	3.60	8.19	548.1
434.07	300	65	150	35	85	85	103.3	27 ϕ 7/8"	3.70	8.71	608.4
462.05	310	70	155	40	85	85	115.3	30 ϕ 7/8"	3.80	9.25	694.3
492.34	320	70	160	40	90	90	114.0	30 ϕ 7/8"	3.90	10.57	712.5
523.59	330	70	165	40	90	90	125.2	25 ϕ 1"	4.20	12.66	835.4
555.80	340	70	170	40	95	95	138.1	28 ϕ 1"	4.40	14.07	1015.2
587.14	350	75	175	45	100	100	146.7	29 ϕ 1"	4.60	15.80	1074.1
619.23	360	80	180	50	105	105	159.1	30 ϕ 1"	4.70	17.52	1097.9
654.11	370	80	185	50	110	110	172.1	34 ϕ 1"	4.80	19.41	1298.4
689.94	380	80	190	50	115	115	197.4	39 ϕ 1"	5.00	21.26	1551.4
726.73	390	80	195	50	115	115	201.3	40 ϕ 1"	5.10	23.54	1623.0
762.08	400	85	200	55	120	120	199.6	40 ϕ 1"	5.20	25.96	1654.8
798.14	410	90	205	55	120	120	215.7	43 ϕ 1"	5.30	27.07	1813.2
837.55	420	90	210	60	125	125	226.3	45 ϕ 1"	5.40	28.21	1933.3
877.91	430	90	215	60	125	125	243.8	49 ϕ 1"	5.50	29.37	2144.1
919.21	440	90	220	60							
961.47	450	95	225	60							
1001.50	460	95	230	65							
1042.21	470	100	235	70							
1087.03	480	100	240	70							
1132.79	490	100	245	70							
1179.50	500	100	250	70							



TABLA 9.25

 $q_s = 5.50 \text{ kg/cm}^2$ $f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$
 $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

CARGA P ton	BASE		ESCALON		PEDESTAL	CABILLAS DE LA BASE (c/s)				VOLUMEN DE CONCRETO mts ³	PESO DE CABILLAS kgs
	LADO cm	ALT cm	LADO cm	ALT cm		LADO min cm	ACERO FLEXION cm ²	CANTIDAD Y DIAMETRO	LARGO mts		
54.28	100	30	30		30	30	7.9	12 ϕ 3/8"	1.15	0.30	15.4
65.68	110	30	30		30	30	11.4	16 ϕ 3/8"	1.20	0.36	21.5
77.99	120	35	30		30	30	12.8	11 ϕ 1/2"	1.40	0.50	30.6
91.33	130	40	30		35	35	13.1	11 ϕ 1/2"	1.50	0.68	32.8
105.92	140	40	35		35	35	17.3	14 ϕ 1/2"	1.60	0.78	44.5
121.59	150	40	40		40	40	20.3	17 ϕ 1/2"	1.70	0.90	57.5
138.34	160	40	40		40	40	25.8	14 ϕ 5/8"	1.85	1.02	80.5
156.18	170	40	45		45	45	29.7	16 ϕ 5/8"	1.95	1.16	97.0
174.41	180	45	90	15	45	50	31.8	17 ϕ 5/8"	2.05	1.58	108.3
193.78	190	50	95	20	50	50	38.4	20 ϕ 5/8"	2.15	1.99	113.6
214.72	200	50	100	20	50	50	43.0	16 ϕ 3/4"	2.25	2.20	139.9
236.73	210	50	105	20	55	55	51.1	18 ϕ 3/4"	2.45	2.43	175.4
259.81	220	50	110	20	55	55	50.7	18 ϕ 3/4"	2.55	2.66	205.4
283.17	230	55	115	25	60	60	53.5	19 ϕ 3/4"	2.65	3.24	213.4
307.47	240	60	120	30	60	60	58.9	21 ϕ 3/4"	2.75	3.89	233.8
333.62	250	60	125	30	65	65	68.1	24 ϕ 3/4"	2.85	4.22	267.8
360.85	260	60	130	30	65	65	74.3	27 ϕ 3/4"	2.95	4.56	316.8
389.14	270	60	135	30	70	70	77.4	28 ϕ 3/4"	3.05	4.92	368.4
417.32	280	65	140	35	70	70	77.2	28 ϕ 3/4"	3.15	5.78	394.6
446.40	290	70	145	40	75	75	87.5	23 ϕ 7/8"	3.40	6.73	407.1
477.72	300	70	150	40	75	75	94.4	25 ϕ 7/8"	3.50	7.20	476.2
510.10	310	70	155	40	80	80	106.1	28 ϕ 7/8"	3.60	8.19	532.9
543.54	320	70	160	40	80	80	105.4	28 ϕ 7/8"	3.70	9.39	613.9
576.41	330	75	165	45	85	85	109.2	29 ϕ 7/8"	3.80	10.69	671.1
610.14	340	80	170	50	90	90	116.9	24 ϕ 1"	4.00	11.33	763.8
646.55	350	80	175	50	90	90	129.7	26 ϕ 1"	4.10	11.99	848.1
684.03	360	80	180	50	95	95	138.3	28 ϕ 1"	4.20	12.66	935.6
722.56	370	85	185	50	95	95	142.3	29 ϕ 1"	4.30	14.26	992.1
759.98	380	85	190	55	100	100	155.6	31 ϕ 1"	4.40	15.97	980.2
798.22	390	90	195	60	100	100	164.8	33 ϕ 1"	4.50	16.80	1109.9
839.68	400	90	200	60	105	105	180.1	36 ϕ 1"	4.70	18.52	1207.7
882.19	410	90	205	60	105	105	190.3	38 ϕ 1"	4.80	19.41	1346.2
925.75	420	90	210	60	110	110	194.7	39 ϕ 1"	4.90	21.54	1451.2
970.36	430	90	215	60	110	110	209.9	42 ϕ 1"	5.00	23.79	1520.4
1013.11	440	95	220	65	115	115	225.7	44 ϕ 1"	5.10	24.86	1551.4
1056.64	450	100	225	70	115	115	239.9	45 ϕ 1"	5.20	25.96	1620.3
1104.13	460	100	230	70	120	120	254.7	45 ϕ 1"	5.30	28.51	1897.5
1152.66	470	100	235	70	120	120	262.0	48 ϕ 1"	5.40	31.21	1933.3
1198.77	480	105	240	75	125	125					
1245.64	490	110	245	80	125	125					
1297.00	500	110	250	80	125	125					



TABLA 9.26

 $q_s = 6.00 \text{ kg/cm}^2$ $f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$
 $f_y = 4\,200 \text{ kg/cm}^2$

CARGA	BASE		ESCALON		PEDESTAL		CABILLAS DE LA BASE (c/s)			VOLUMEN DE CONCRETO mts ³	PESO DE CABILLAS kgs
	LADO cm	ALT cm	LADO cm	ALT cm	LADO min cm	ACERO FLEXIÓN cm ²	CANTIDAD Y DIAMETRO	LARGO mts			
P ton											
59.28	100	30			30	8.6	13 # 3/8"	1.15	0.30	16.7	
71.73	110	30			30	12.4	10 # 1/2"	1.30	0.36	25.8	
85.19	120	35			30	14.0	12 # 1/2"	1.40	0.50	33.4	
99.78	130	40			35	14.3	12 # 1/2"	1.50	0.68	35.8	
115.72	140	40			35	18.9	15 # 1/2"	1.60	0.78	47.7	
132.84	150	40			40	22.2	18 # 1/2"	1.70	0.90	60.8	
151.14	160	40			40	28.2	15 # 5/8"	1.85	1.02	86.2	
170.02	170	45	15		45	28.1	15 # 5/8"	1.95	1.41	90.9	
190.12	180	50	20		45	30.6	16 # 5/8"	2.05	1.78	101.9	
211.83	190	50	20		50	34.7	18 # 5/8"	2.15	1.99	120.3	
234.72	200	50	20		50	42.0	15 # 3/4"	2.35	2.20	157.7	
258.78	210	50	20		55	47.1	17 # 3/4"	2.45	2.43	186.3	
283.29	220	55	25		55	49.9	18 # 3/4"	2.55	2.96	205.4	
308.83	230	60	30		60	50.0	18 # 3/4"	2.65	3.57	213.4	
336.27	240	60	30		60	58.5	21 # 3/4"	2.75	3.89	258.4	
364.87	250	60	30		65	64.4	23 # 3/4"	2.85	4.22	293.3	
393.63	260	65	35		65	67.8	24 # 3/4"	2.95	4.99	316.8	
423.40	270	70	40		70	68.0	24 # 3/4"	3.05	5.83	327.5	
453.35	280	70	40		70	77.8	28 # 3/4"	3.15	6.27	394.6	
488.45	290	70	40		75	84.5	30 # 3/4"	3.25	6.73	436.2	
522.72	300	70	40		75	95.7	35 # 7/8"	3.40	7.20	517.7	
558.15	310	70	40		80	103.3	37 # 7/8"	3.50	7.69	575.5	
593.20	320	75	45		80	107.3	38 # 7/8"	3.60	8.83	613.9	
629.22	330	80	50		85	107.1	28 # 7/8"	3.70	10.07	630.9	
667.94	340	80	50		85	119.6	24 # 1"	3.90	10.69	744.7	
707.88	350	80	50		90	128.0	26 # 1"	4.00	11.33	827.4	
746.88	360	85	55		90	132.5	27 # 1"	4.10	12.80	880.7	
786.90	370	90	60		95	132.4	27 # 1"	4.20	14.37	902.2	
830.01	380	90	60		95	146.1	29 # 1"	4.30	15.16	992.1	
874.27	390	90	60		100	155.2	31 # 1"	4.40	15.97	1085.2	
919.68	400	90	60		100	170.4	34 # 1"	4.50	16.80	1217.3	
963.72	410	95	65		105	169.8	34 # 1"	4.60	18.70	1244.3	
1008.66	420	100	70		105	175.1	35 # 1"	4.70	20.73	1308.8	
1057.26	430	100	70		110	185.0	37 # 1"	4.80	21.73	1413.0	
1107.00	440	100	70		110	201.3	40 # 1"	4.90	22.75	1559.4	
1157.89	450	100	70		115	212.2	42 # 1"	5.00	23.79	1670.8	
1206.76	460	105	75		115	217.8	43 # 1"	5.10	26.19	1744.8	
1256.48	470	110	80		120	217.3	43 # 1"	5.20	28.72	1779.0	
1310.52	480	110	80		120	234.8	47 # 1"	5.30	29.95	1981.8	
1365.69	490	110	80		125	246.4	49 # 1"	5.40	31.21	2105.2	
1422.00	500	110	80		125	265.4	53 # 1"	5.50	32.50	2319.7	



TABLA 9.27

 $q_s = 0.50 \text{ kg/cm}^2$ $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$
 $f_y = 4\,200 \text{ kg/cm}^2$

CARGA	BASE		ESCALON		PEDESTAL		CABILLAS DE LA BASE (c/s)			VOLUMEN DE CONCRETO mts ³	PESO DE CABILLAS kgs
	LADO cm	ALT cm	LADO cm	ALT cm	LADO min cm	ACERO FLEXIÓN cm ²	CANTIDAD Y DIAMETRO	LARGO mts			
P											
ton											
4.28	100	30			30	0.6	5 # 3/8"	1.15	0.30	6.4	
5.16	110	30			30	0.9	5 # 3/8"	1.20	0.36	6.7	
6.16	120	30			30	1.2	5 # 3/8"	1.30	0.43	7.3	
7.23	130	30			35	1.5	5 # 3/8"	1.40	0.51	7.8	
8.39	140	30			35	2.0	5 # 3/8"	1.50	0.59	8.4	
9.63	150	30			40	2.3	5 # 3/8"	1.60	0.68	8.9	
10.96	160	30			40	2.9	5 # 3/8"	1.70	0.77	9.5	
12.37	170	30			45	3.4	5 # 3/8"	1.80	0.87	10.1	
13.87	180	30			45	4.2	6 # 3/8"	1.90	0.97	12.7	
15.45	190	30			50	4.7	7 # 3/8"	2.00	1.08	15.7	
17.12	200	30			50	5.7	9 # 3/8"	2.10	1.20	21.1	
18.87	210	30			55	6.4	9 # 3/8"	2.20	1.32	22.1	
20.72	220	30			55	7.6	11 # 3/8"	2.30	1.45	28.3	
22.64	230	30			60	8.5	12 # 3/8"	2.40	1.59	32.2	
24.65	240	30			60	9.9	14 # 3/8"	2.50	1.73	39.1	
26.75	250	30			65	10.9	16 # 3/8"	2.60	1.87	46.5	
28.93	260	30			65	12.6	18 # 3/8"	2.70	2.03	54.3	
31.20	270	30			70	13.7	20 # 3/8"	2.80	2.19	62.6	
33.56	280	30			70	15.7	13 # 1/2"	3.00	2.35	77.5	
35.99	290	30			75	17.0	14 # 1/2"	3.10	2.52	86.3	
37.44	300	35			75	15.4	13 # 1/2"	3.20	3.15	82.7	
39.98	310	35			80	16.7	14 # 1/2"	3.30	3.36	91.8	
42.60	320	35			80	18.7	15 # 1/2"	3.40	3.58	101.4	
45.30	330	35			85	20.1	16 # 1/2"	3.50	3.81	111.3	
48.09	340	35			85	22.4	18 # 1/2"	3.60	4.05	128.8	
50.96	350	35			90	24.0	19 # 1/2"	3.70	4.29	139.8	
52.36	360	40			90	22.0	18 # 1/2"	3.80	5.18	136.0	
55.31	370	40			95	23.4	19 # 1/2"	3.90	5.48	147.3	
58.34	380	40			95	25.8	14 # 5/8"	4.05	5.78	176.2	
61.45	390	40			100	27.4	14 # 5/8"	4.15	6.08	180.6	
64.64	400	40			100	30.1	16 # 5/8"	4.25	6.40	211.3	
67.91	410	40			105	31.9	17 # 5/8"	4.35	6.72	229.8	
70.82	420	45	15		105	28.7	15 # 5/8"	4.45	8.60	207.5	
74.15	430	45	15		110	30.3	16 # 5/8"	4.55	9.01	226.3	
77.56	440	45	15		115	33.0	17 # 5/8"	4.65	9.44	243.7	
81.04	450	45	15		115	34.8	18 # 5/8"	4.75	9.87	265.7	
84.60	460	45	15		120	37.7	20 # 5/8"	4.85	10.32	301.5	
88.24	470	45	15		120	39.7	14 # 3/4"	5.05	10.77	316.3	
91.96	480	45	15		120	42.8	16 # 3/4"	5.15	11.23	368.7	
95.75	490	45	15		125	45.0	16 # 3/4"	5.25	11.70	375.8	
	500	45	15		125	48.4	17 # 3/4"	5.35	12.19	406.9	



TABLA 9.28

 $q_s = 1.00 \text{ kg/cm}^2$ $f_c = 250 \text{ kg/cm}^2$
 $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

CARGA P ton	BASE		ESCALON		PEDESTAL	CABILLAS DE LA BASE (c/s)				VOLUMEN DE CONCRETO mts ³	PESO DE CABILLAS kgs
	LADO cm	ALT cm	LADO cm	ALT cm		LADO min cm	ACERO FLEXION cm ²	CANTIDAD Y DIAMETRO	LARGO mts		
9.28	100	30			30	30	1.4	5 ϕ 3/8"	1.15	0.30	6.4
11.23	110	30			30	30	1.9	5 ϕ 3/8"	1.20	0.36	6.7
13.36	120	30			30	30	2.7	5 ϕ 3/8"	1.30	0.43	7.3
15.68	130	30			35	35	3.2	5 ϕ 3/8"	1.40	0.51	7.8
18.19	140	30			35	35	4.3	6 ϕ 3/8"	1.50	0.59	10.1
20.88	150	30			40	40	5.0	8 ϕ 3/8"	1.60	0.68	14.3
23.76	160	30			40	40	6.4	9 ϕ 3/8"	1.70	0.77	17.1
26.82	170	30			45	45	7.3	11 ϕ 3/8"	1.80	0.87	22.1
30.07	180	30			45	45	9.0	13 ϕ 3/8"	1.90	0.97	27.6
33.50	190	30			50	50	10.3	15 ϕ 3/8"	2.00	1.08	33.5
37.12	200	30			50	50	12.4	18 ϕ 3/8"	2.10	1.20	42.3
40.92	210	30			55	55	13.9	20 ϕ 3/8"	2.20	1.32	49.2
44.92	220	30			55	55	16.5	14 ϕ 1/2"	2.40	1.45	66.8
49.09	230	30			60	60	18.3	15 ϕ 1/2"	2.50	1.59	74.6
53.45	240	30			65	65	21.4	17 ϕ 1/2"	2.60	1.73	87.9
58.00	250	30			65	65	23.6	19 ϕ 1/2"	2.70	1.87	102.0
62.73	260	30			70	70	27.8	14 ϕ 5/8"	2.85	2.03	124.0
67.65	270	30			70	70	34.0	18 ϕ 5/8"	3.05	2.19	146.7
72.76	280	30			75	75	37.0	19 ϕ 5/8"	3.15	2.32	170.6
78.04	290	30			80	80	36.7	19 ϕ 5/8"	3.25	3.15	181.8
82.44	300	35			85	85	41.2	15 ϕ 3/4"	3.55	3.36	238.2
88.03	310	35			85	85	49.4	18 ϕ 3/4"	3.75	4.05	261.3
93.80	320	35			90	90	52.9	19 ϕ 3/4"	3.85	5.18	327.3
99.75	330	35			95	95	57.8	21 ϕ 3/4"	4.15	5.48	344.3
105.89	340	35			100	100	61.4	22 ϕ 3/4"	4.25	5.78	389.9
112.21	350	35			105	105	67.4	24 ϕ 3/4"	4.35	6.40	418.3
117.16	360	40			105	105	71.4	26 ϕ 3/4"	4.45	6.72	467.1
123.54	370	40			110	110	66.2	24 ϕ 3/4"	4.55	8.60	488.6
130.54	380	40			115	115	69.9	25 ϕ 3/4"	4.65	9.01	520.1
137.50	390	40			120	120	76.1	27 ϕ 3/4"	4.75	9.44	573.8
144.64	400	40			125	125	86.9	29 ϕ 3/4"	4.85	9.87	629.3
151.96	410	40			125	125	91.4	23 ϕ 7/8"	5.00	10.32	700.4
159.76	420	45	15	15	120	120	98.8	26 ϕ 7/8"	5.10	10.77	745.4
163.27	430	45	15	15	125	125	103.7	27 ϕ 7/8"	5.20	11.23	823.4
170.95	440	45	15	15	125	125	111.7	29 ϕ 7/8"	5.30	11.70	871.5
178.81	450	45	15	15	125	125			5.40	12.19	953.7
186.84	460	45	15	15	125	125					
195.05	470	45	15	15	125	125					
203.44	480	45	15	15	125	125					
212.01	490	45	15	15	125	125					
220.75	500	45	15	15	125	125					

TABLA 9.29

 $q_s = 1.50 \text{ kg/cm}^2$ $f_c = 250 \text{ kg/cm}^2$
 $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

CARGA P ton	BASE		ESCALON		PEDESTAL	CABILLAS DE LA BASE (c/s)				VOLUMEN DE CONCRETO mts ³	PESO DE CABILLAS kgs
	LADO cm	ALT cm	LADO cm	ALT cm		LADO min cm	ACERO FLEXION cm ²	CANTIDAD Y DIAMETRO	LARGO mts		
14.28	100	30			30	30	2.1	5 ϕ 3/8"	1.15	0.30	6.4
17.28	110	30			30	30	3.0	5 ϕ 3/8"	1.20	0.36	6.7
20.56	120	30			35	35	4.1	6 ϕ 3/8"	1.30	0.43	8.7
24.13	130	30			35	35	5.0	7 ϕ 3/8"	1.40	0.51	11.0
27.99	140	30			35	35	6.5	10 ϕ 3/8"	1.50	0.59	16.8
32.13	150	30			40	40	7.7	11 ϕ 3/8"	1.60	0.68	19.7
36.56	160	30			40	40	9.8	14 ϕ 3/8"	1.70	0.77	26.6
41.27	170	30			45	45	11.3	16 ϕ 3/8"	1.80	0.87	32.2
46.27	180	30			45	45	13.9	20 ϕ 3/8"	1.90	0.97	42.5
51.55	190	30			50	50	15.8	13 ϕ 1/2"	2.10	1.08	54.3
57.12	200	30			55	55	19.1	16 ϕ 1/2"	2.20	1.20	70.0
62.97	210	30			55	55	21.4	17 ϕ 1/2"	2.30	1.32	77.7
69.12	220	30			55	55	25.4	13 ϕ 5/8"	2.45	1.45	99.0
75.54	230	30			60	60	28.2	15 ϕ 5/8"	2.55	1.59	118.9
82.25	240	30			65	65	33.0	17 ϕ 5/8"	2.65	1.73	140.0
89.25	250	30			65	65	36.3	19 ϕ 5/8"	2.75	1.87	162.4
96.53	260	30			70	70	43.8	17 ϕ 3/4"	2.95	2.03	198.0
104.10	270	30			70	70	52.4	19 ϕ 3/4"	3.05	2.19	232.0
111.96	280	30			75	75	56.9	20 ϕ 3/4"	3.15	2.35	267.8
120.09	290	30			75	75	62.5	19 ϕ 3/4"	3.25	2.52	290.8
127.44	300	35			80	80	67.7	20 ϕ 3/4"	3.35	3.15	284.8
136.08	310	35			80	80	76.4	23 ϕ 3/4"	3.45	3.36	308.7
154.20	320	35			85	85	81.8	25 ϕ 3/4"	3.55	3.58	365.3
163.69	330	35			90	90	89.7	27 ϕ 3/4"	3.65	3.81	408.3
173.46	340	35			95	95	99.5	29 ϕ 3/4"	3.75	4.05	453.0
181.94	350	35			95	95	109.5	29 ϕ 3/4"	3.85	4.29	499.5
192.21	360	40			100	100	119.2	24 ϕ 7/8"	4.05	5.48	525.5
202.74	370	40			100	100	136.2	27 ϕ 7/8"	4.20	5.78	613.9
213.55	380	40			105	105	154.7	29 ϕ 7/8"	4.30	6.08	654.7
224.64	390	40			105	105	174.9	27 ϕ 7/8"	4.40	6.40	723.5
236.01	400	40			110	110	189.5	29 ϕ 7/8"	4.50	6.72	794.7
243.96	410	40			110	110	209.5	29 ϕ 7/8"	4.60	7.04	856.4
255.72	420	45	15	15	115	115	229.5	29 ϕ 7/8"	4.70	7.36	918.1
267.75	430	45	15	15	115	115	249.5	29 ϕ 7/8"	4.80	7.68	980.5
280.06	440	45	15	15	120	120	269.5	29 ϕ 7/8"	4.90	8.00	1042.9
292.64	450	45	15	15	125	125	289.5	29 ϕ 7/8"	5.00	8.32	1105.3
305.50	460	45	15	15	125	125	309.5	29 ϕ 7/8"	5.10	8.64	1167.7
318.64	470	45	15	15	125	125	329.5	29 ϕ 7/8"	5.20	8.96	1230.1
332.06	480	45	15	15	125	125	349.5	29 ϕ 7/8"	5.30	9.28	1292.5
345.75	490	45	15	15	125	125			5.40	9.60	1354.9
	500	45	15	15	125	125			5.50	9.92	1417.3



TABLA 9.30

 $q_s = 2.00 \text{ kg/cm}^2$ $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$
 $f_y = 4\ 200 \text{ kg/cm}^2$

CARGA P ton	BASE		ESCALON		PEDESTAL	CABILLAS DE LA BASE (c/s)				VOLUMEN DE CONCRETO mts ³	PESO DE CABILLAS kgs
	LADO cm	ALT cm	LADO cm	ALT cm		LADO min cm	ACERO FLEXION cm ²	CANTIDAD Y DIAMETRO	LARGO mts		
19.28	100	30			30	2.8	5	3/8"	1.15	0.30	6.4
23.33	110	30			30	4.0	6	3/8"	1.20	0.36	8.0
27.76	120	30			30	5.6	8	3/8"	1.30	0.43	11.6
32.58	130	30			35	6.7	10	3/8"	1.40	0.51	15.7
37.79	140	30			35	8.8	13	3/8"	1.50	0.59	21.8
43.38	150	30			40	10.4	15	3/8"	1.60	0.68	26.8
49.36	160	30			40	13.2	19	3/8"	1.70	0.77	36.1
55.72	170	30			45	15.2	23	3/4"	1.90	0.87	49.1
62.47	180	30			45	18.8	28	3/4"	2.00	0.97	59.6
69.60	190	30			50	21.3	34	3/4"	2.10	1.08	71.0
77.12	200	30			50	25.8	42	3/4"	2.25	1.20	97.9
85.02	210	30			55	28.9	52	3/4"	2.35	1.32	109.6
93.32	220	30			55	34.3	64	3/4"	2.45	1.45	137.1
101.99	230	30			60	38.1	80	3/4"	2.55	1.59	158.5
111.05	240	30			60	44.5	100	3/4"	2.75	1.73	196.9
120.50	250	30			65	49.0	125	3/4"	2.85	1.87	229.5
129.52	260	35			65	46.2	110	3/4"	2.95	2.04	253.7
138.80	270	40			70	48.7	125	3/4"	3.05	2.14	283.7
149.27	280	40			70	52.9	140	3/4"	3.25	2.36	329.7
160.13	290	40			75	59.9	175	3/4"	3.35	2.50	355.0
171.36	300	40			80	64.7	200	3/4"	3.45	2.64	380.9
182.97	310	40			80	72.7	250	3/4"	3.55	2.77	413.0
194.97	320	40			85	78.1	280	3/4"	3.65	2.92	457.2
207.35	330	40			85	87.2	320	3/4"	3.80	3.06	503.8
220.10	340	40			90	93.3	360	3/4"	3.90	3.18	553.8
233.24	350	40			90	103.5	400	3/4"	4.00	3.30	604.2
246.76	360	40			95	94.8	25	7/8"	4.10	3.42	657.7
257.78	370	45	15		95	91.6	24	7/8"	4.20	3.54	713.9
269.74	380	50	20		100	97.4	26	7/8"	4.30	3.66	770.9
284.12	390	50	20		100	106.9	28	7/8"	4.40	3.78	828.3
298.88	400	50	20		105	113.2	30	7/8"	4.50	3.90	886.2
314.01	410	50	20		110	123.7	35	7/8"	4.70	4.10	972.9
329.52	420	50	20		110	130.7	40	7/8"	4.80	4.22	1060.5
345.39	430	50	20		115	142.9	45	7/8"	4.90	4.34	1150.5
361.64	440	50	20		120	162.6	50	7/8"	5.10	4.54	1244.0
378.27	450	50	20		120	170.9	55	7/8"	5.20	4.66	1331.8
395.27	460	50	20		125	154.7	31	1"	5.40	4.86	1424.0
412.64	470	50	20		125	166.6	33	1"	5.50	5.00	1520.0
426.93	480	55	25		125						
441.30	490	60	30		125						
459.58	500	60	30		125						



TABLA 9.31

 $q_s = 2.50 \text{ kg/cm}^2$ $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$
 $f_y = 4\ 200 \text{ kg/cm}^2$

CARGA P ton	BASE		ESCALON		PEDESTAL	CABILLAS DE LA BASE (c/s)				VOLUMEN DE CONCRETO mts ³	PESO DE CABILLAS kgs
	LADO cm	ALT cm	LADO cm	ALT cm		LADO min cm	ACERO FLEXION cm ²	CANTIDAD Y DIAMETRO	LARGO mts		
24.28	100	30			30	3.5	5	3/8"	1.15	0.30	6.4
29.38	110	30			30	5.1	8	3/8"	1.20	0.36	10.7
34.96	120	30			30	7.0	10	3/8"	1.30	0.43	14.5
41.03	130	30			35	8.5	12	3/8"	1.40	0.51	18.8
47.59	140	30			35	11.1	16	3/8"	1.50	0.59	26.8
54.63	150	30			40	13.1	19	3/8"	1.60	0.68	34.0
62.16	160	30			40	16.6	24	3/8"	1.80	0.77	50.1
70.17	170	30			45	19.2	28	3/8"	1.90	0.87	60.4
78.65	180	30			45	23.7	35	3/8"	2.00	0.97	75.5
87.65	190	30			50	26.9	42	3/8"	2.15	1.08	93.6
97.12	200	30			50	32.5	50	3/8"	2.25	1.20	118.9
107.07	210	30			55	36.4	60	3/8"	2.35	1.32	138.8
116.93	220	35			55	35.3	55	3/8"	2.45	1.44	157.1
127.17	230	40			60	33.1	50	3/8"	2.55	1.56	174.7
138.47	240	40			60	38.7	65	3/8"	2.65	1.68	191.3
150.25	250	40			65	42.6	80	3/8"	2.85	1.80	219.3
162.51	260	40			70	49.2	100	3/8"	3.05	1.92	259.3
175.25	270	40			70	53.8	120	3/8"	3.15	2.04	300.0
188.47	280	40			75	61.5	140	3/8"	3.25	2.16	349.0
202.18	290	40			75	66.7	160	3/8"	3.35	2.28	399.0
216.36	300	40			75	75.6	200	3/8"	3.45	2.40	447.6
231.02	310	40			80	81.6	240	3/8"	3.55	2.52	494.7
244.02	320	45	15		80	79.0	220	3/8"	3.65	2.64	546.3
257.88	330	50	20		85	74.6	200	3/8"	3.75	2.76	599.1
273.74	340	50	20		85	83.2	240	3/8"	3.85	2.88	657.3
290.08	350	50	20		90	89.0	280	3/8"	3.90	3.00	713.9
308.89	360	50	20		90	98.8	320	3/8"	4.00	3.12	770.9
324.18	370	50	20		95	105.3	360	3/8"	4.10	3.24	828.3
341.94	380	50	20		95	116.2	400	3/8"	4.20	3.36	886.2
360.17	390	50	20		100	123.4	450	3/8"	4.40	3.56	972.9
378.88	400	50	20		100	135.5	500	3/8"	4.50	3.68	1060.5
395.54	410	55	25		105	127.8	450	3/8"	4.60	3.80	1150.5
412.42	420	60	30		110	125.6	500	3/8"	4.70	3.92	1244.0
432.30	430	60	30		110	132.7	550	3/8"	4.80	4.04	1331.8
452.64	440	60	30		115	144.5	600	3/8"	4.90	4.16	1424.0
473.44	450	60	30		115	152.3	650	3/8"	5.00	4.28	1520.0
494.72	460	60	30		120	165.1	700	3/8"	5.10	4.40	1620.0
516.46	470	60	30		120	173.6	750	3/8"	5.20	4.52	1720.0
538.68	480	60	30		120	187.5	800	3/8"	5.30	4.64	1820.0
561.35	490	60	30		125	196.8	850	3/8"	5.40	4.76	1920.0
580.75	500	65	35		125	192.5	900	3/8"	5.50	4.88	2020.0



TABLA 9.32

 $q_s = 3.00 \text{ kg/cm}^2$ $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$
 $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

CARGA P ton	BASE		ESCALON		PEDESTAL		CABILLAS DE LA BASE (c/s)			VOLUMEN DE CONCRETO mts ³	PESO DE CABILLAS kgs
	LADO cm	ALT cm	LADO cm	ALT cm	LADO min cm	ACERO FLEXION cm ²	ACERO FLEXION cm ²	CANTIDAD Y DIAMETRO	LARGO mts		
29.28	100	30			30	4.3	4.3	6 ϕ 3/8"	1.15	0.30	7.7
35.43	110	30			30	6.1	6.1	9 ϕ 3/8"	1.20	0.36	12.1
42.16	120	30			30	8.5	8.5	12 ϕ 3/8"	1.30	0.43	17.4
49.48	130	30			35	10.2	10.2	15 ϕ 3/8"	1.40	0.51	23.5
57.39	140	30			35	13.4	13.4	19 ϕ 3/8"	1.50	0.59	31.9
65.88	150	30			40	15.8	15.8	13 ϕ 1/2"	1.70	0.68	43.9
74.96	160	30			40	20.0	20.0	16 ϕ 1/2"	1.80	0.77	57.3
84.62	170	30			45	23.1	23.1	19 ϕ 1/2"	1.90	0.87	71.8
94.87	180	30			45	28.5	28.5	15 ϕ 5/8"	2.05	0.97	95.6
105.70	190	30			50	32.4	32.4	17 ϕ 5/8"	2.15	1.08	113.6
116.64	200	35			50	32.0	32.0	17 ϕ 5/8"	2.25	1.40	118.9
128.07	210	40			55	30.3	30.3	16 ϕ 5/8"	2.35	1.76	116.9
140.55	220	40			55	36.0	36.0	19 ϕ 5/8"	2.45	1.94	144.7
153.62	230	40			60	40.0	40.0	15 ϕ 3/4"	2.65	2.12	177.8
167.27	240	40			60	46.8	46.8	17 ϕ 3/4"	2.75	2.30	209.2
181.50	250	40			65	51.5	51.5	19 ϕ 3/4"	2.85	2.50	242.3
196.31	260	40			65	59.5	59.5	21 ϕ 3/4"	2.95	2.70	277.2
211.70	270	40			70	65.0	65.0	23 ϕ 3/4"	3.05	2.92	313.9
226.03	280	45	15		70	64.0	64.0	23 ϕ 3/4"	3.15	3.82	324.1
241.20	290	50	20		75	61.1	61.1	22 ϕ 3/4"	3.25	4.63	319.9
258.12	300	50	20		75	69.2	69.2	25 ϕ 3/4"	3.35	5.29	416.8
275.61	310	50	20		80	74.8	74.8	27 ϕ 3/4"	3.45	5.63	476.5
293.68	320	50	20		80	84.0	84.0	30 ϕ 3/4"	3.55	6.36	601.7
312.33	330	50	20		85	90.3	90.3	24 ϕ 7/8"	3.70	6.74	665.0
331.54	340	50	20		85	100.8	100.8	26 ϕ 7/8"	3.80	7.94	682.1
351.33	350	50	20		90	107.8	107.8	28 ϕ 7/8"	4.00	9.24	767.3
369.75	360	55	25		90	106.6	106.6	28 ϕ 7/8"	4.10	9.75	840.2
388.52	370	60	30		95	102.4	102.4	27 ϕ 7/8"	4.20	10.27	966.7
409.81	380	60	30		100	120.0	120.0	24 ϕ 1"	4.40	10.80	1024.7
431.66	390	60	30		100	131.7	131.7	27 ϕ 1"	4.50	11.35	1159.2
454.08	400	60	30		105	139.6	139.6	28 ϕ 1"	4.60	11.91	1222.0
477.07	410	60	30		105	152.5	152.5	31 ϕ 1"	4.70	12.48	1247.5
500.62	420	60	30		110	161.1	161.1	32 ϕ 1"	4.80	14.28	1339.0
524.75	430	60	35		110	159.4	159.4	31 ϕ 1"	4.90	16.20	1448.0
546.53	440	65	40		115	153.8	153.8	33 ϕ 1"	5.00	17.67	1602.3
568.62	450	70	40		115	166.8	166.8	35 ϕ 1"	5.10	18.43	1718.5
594.17	460	70	40		120	175.4	175.4	38 ϕ 1"	5.20	19.21	1881.6
620.29	470	70	40		120	189.5	189.5	40 ϕ 1"	5.30	20.00	
646.96	480	70	40		125	198.9	198.9	43 ϕ 1"	5.40		
674.20	490	70	40		125	214.2	214.2	43 ϕ 1"	5.50		
702.00	500	70	40		125						



TABLA 9.33

 $q_s = 3.50 \text{ kg/cm}^2$ $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$
 $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

CARGA P ton	BASE		ESCALON		PEDESTAL		CABILLAS DE LA BASE (c/s)			VOLUMEN DE CONCRETO mts ³	PESO DE CABILLAS kgs
	LADO cm	ALT cm	LADO cm	ALT cm	LADO min cm	ACERO FLEXION cm ²	ACERO FLEXION cm ²	CANTIDAD Y DIAMETRO	LARGO mts		
34.28	100	30			30	5.0	5.0	8 ϕ 3/8"	1.15	0.30	10.3
41.48	110	30			30	7.2	7.2	11 ϕ 3/8"	1.20	0.36	14.8
49.36	120	30			30	9.9	9.9	14 ϕ 3/8"	1.30	0.43	20.3
57.93	130	30			35	12.0	12.0	17 ϕ 3/8"	1.40	0.51	26.6
67.19	140	30			35	15.7	15.7	13 ϕ 1/2"	1.50	0.59	41.4
77.13	150	30			40	18.5	18.5	15 ϕ 1/2"	1.70	0.68	50.7
87.76	160	30			40	23.5	23.5	19 ϕ 1/2"	1.80	0.77	68.0
99.07	170	30			45	27.1	27.1	14 ϕ 5/8"	1.95	0.87	84.8
110.68	180	35			45	27.4	27.4	14 ϕ 5/8"	2.05	1.13	89.2
122.88	190	40			50	26.3	26.3	17 ϕ 5/8"	2.15	1.44	93.6
136.16	200	40			50	31.7	31.7	17 ϕ 5/8"	2.25	1.60	118.9
150.12	210	40			55	35.6	35.6	18 ϕ 5/8"	2.35	1.76	131.5
164.75	220	40			55	42.2	42.2	15 ϕ 3/4"	2.55	2.12	201.6
180.07	230	40			60	46.9	46.9	17 ϕ 3/4"	2.65	2.30	246.1
196.07	240	40			60	54.8	54.8	20 ϕ 3/4"	2.75	3.05	242.3
211.44	250	45	15		65	52.1	52.1	19 ϕ 3/4"	2.85	4.01	286.6
227.68	260	50	20		65	52.9	52.9	19 ϕ 3/4"	2.95	4.31	338.2
245.53	270	50	20		70	57.8	57.8	21 ϕ 3/4"	3.05	4.50	378.1
264.05	280	50	20		70	66.1	66.1	24 ϕ 3/4"	3.15	4.95	434.6
283.25	290	50	20		75	71.8	71.8	26 ϕ 3/4"	3.25	5.29	490.2
303.12	300	50	20		75	81.3	81.3	29 ϕ 3/4"	3.35	6.27	504.3
323.66	310	50	20		80	87.8	87.8	23 ϕ 7/8"	3.50	7.35	578.6
343.35	320	55	25		80	88.0	88.0	23 ϕ 7/8"	3.60	8.27	641.3
363.51	330	60	30		85	85.3	85.3	22 ϕ 7/8"	3.70	8.75	730.8
385.87	340	60	30		85	95.2	95.2	25 ϕ 7/8"	3.80	9.24	802.0
408.90	350	60	30		90	101.8	101.8	27 ϕ 7/8"	3.90	10.27	923.7
432.60	360	60	30		90	113.0	113.0	30 ϕ 7/8"	4.00	11.80	1002.5
456.97	370	60	30		95	120.4	120.4	24 ϕ 1"	4.20	13.45	1121.8
482.01	380	60	30		95	132.9	132.9	27 ϕ 1"	4.30	14.79	1222.0
507.71	390	60	30		100	141.2	141.2	28 ϕ 1"	4.40	15.49	1325.5
531.68	400	65	35		100	141.0	141.0	28 ϕ 1"	4.50	16.20	1432.1
556.08	410	70	40		105	136.9	136.9	32 ϕ 1"	4.60	16.93	1582.4
583.53	420	70	40		110	158.0	158.0	36 ϕ 1"	4.70	17.67	1696.2
611.65	430	70	40		110	171.9	171.9	34 ϕ 1"	4.80	19.87	1728.8
640.43	440	70	40		115	181.2	181.2	36 ϕ 1"	4.90	22.21	1718.5
669.87	450	70	40		115	196.5	196.5	39 ϕ 1"	5.00	23.12	
699.97	460	70	40		120	206.6	206.6	41 ϕ 1"	5.10		
730.74	470	75	45		120	205.9	205.9	41 ϕ 1"	5.20		
758.71	480	80	45		125	200.3	200.3	40 ϕ 1"	5.30		
787.05	490	80	45		125	215.8	215.8	43 ϕ 1"	5.40		
819.50	500	80	50		125				5.50		



TABLA 9.34

 $q_s = 4.00 \text{ kg/cm}^2$ $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$
 $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

CARGA P ton	BASE		ESCALON		PEDESTAL	CABILLAS DE LA BASE (c/s)			VOLUMEN DE CONCRETO mts ³	PESO DE CABILLAS kgs
	LADO cm	ALT cm	LADO cm	ALT cm		LADO min cm	ACERO FLEXION cm ²	CANTIDAD Y DIAMETRO		
39.28	100	30			30	30	5.7	9 # 3/8"	0.30	11.6
47.53	110	30			30	30	8.2	12 # 3/8"	0.36	16.1
56.56	120	30			30	30	11.3	16 # 3/8"	0.43	23.3
66.38	130	30			35	35	13.7	20 # 3/8"	0.51	31.3
76.99	140	30			35	35	18.0	15 # 1/2"	0.59	47.7
88.38	150	30			40	40	21.2	17 # 1/2"	0.68	57.3
100.25	160	35			40	40	22.0	18 # 1/2"	0.90	64.4
112.83	170	40			45	45	21.5	17 # 1/2"	1.16	64.2
126.49	180	40			45	45	26.5	14 # 5/8"	1.30	89.2
140.93	190	40			50	50	30.1	16 # 5/8"	1.44	106.9
156.16	200	40			50	50	36.4	19 # 5/8"	1.60	132.9
172.17	210	40			55	55	40.8	15 # 3/4"	1.76	164.4
188.95	220	40			55	55	46.4	17 # 3/4"	2.05	193.9
205.41	230	45	15	15	60	60	47.8	17 # 3/4"	2.55	201.6
222.80	240	50	115	20	60	60	52.6	19 # 3/4"	2.75	209.2
241.75	250	50	125	20	65	65	60.8	22 # 3/4"	3.44	242.3
261.48	260	50	130	20	70	70	66.4	24 # 3/4"	2.95	290.4
281.98	270	50	135	20	70	70	75.9	27 # 3/4"	3.05	327.5
303.25	280	50	140	20	75	75	82.4	29 # 3/4"	3.15	380.5
325.30	290	50	145	20	75	75	83.3	30 # 3/4"	3.25	421.7
346.77	300	55	150	25	80	80	81.2	29 # 3/4"	3.35	449.6
368.83	310	60	155	30	80	80	91.2	24 # 7/8"	3.45	447.6
393.01	320	60	160	30	85	85	98.0	26 # 7/8"	3.60	526.2
417.96	330	60	165	30	85	85	109.4	29 # 7/8"	3.70	585.9
443.67	340	60	170	30	90	90	117.1	24 # 1"	3.80	671.1
470.15	350	60	175	30	90	90	118.2	24 # 1"	4.00	763.8
495.46	360	65	180	35	95	95	115.6	23 # 1"	4.10	782.9
521.32	370	70	185	40	95	95	127.5	26 # 1"	4.20	90.95
547.88	380	70	190	40	100	100	135.5	27 # 1"	4.30	889.5
579.28	390	70	195	40	100	100	148.7	30 # 1"	4.40	945.2
609.28	400	70	200	40	105	105	157.6	32 # 1"	4.50	1074.1
640.13	410	70	205	40	105	105	172.2	34 # 1"	4.60	1171.1
671.73	420	70	210	40	110	110	181.9	36 # 1"	4.70	1271.4
704.10	430	70	215	40	110	110	182.7	37 # 1"	4.80	1374.8
734.32	440	75	220	45	115	115	178.6	36 # 1"	4.90	1442.4
765.04	450	80	225	50	115	115	193.7	39 # 1"	5.00	1673.1
799.43	460	80	230	50	120	120	203.0	41 # 1"	5.10	1582.4
834.56	470	80	235	50	120	120	220.6	44 # 1"	5.20	1696.2
870.45	480	80	240	50	125	125	230.9	46 # 1"	5.30	1855.3
907.10	490	80	245	50	125	125	231.8	46 # 1"	5.40	1976.3
946.75	500	85	250	55	125	125		46 # 1"	5.50	2012.9

TABLA 9.35

 $q_s = 4.50 \text{ kg/cm}^2$ $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$
 $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

CARGA P ton	BASE		ESCALON		PEDESTAL	CABILLAS DE LA BASE (c/s)			VOLUMEN DE CONCRETO mts ³	PESO DE CABILLAS kgs
	LADO cm	ALT cm	LADO cm	ALT cm		LADO min cm	ACERO FLEXION cm ²	CANTIDAD Y DIAMETRO		
44.28	100	30			30	30	6.4	10 # 3/8"	0.30	12.9
53.58	110	30			30	30	9.3	13 # 3/8"	0.36	17.4
63.76	120	30			30	30	12.8	18 # 3/8"	0.43	26.2
74.83	130	30			35	35	15.4	13 # 1/2"	0.51	38.8
86.79	140	30			35	35	20.3	17 # 1/2"	0.59	54.1
99.36	150	35			40	40	19.6	16 # 1/2"	0.79	54.1
112.74	160	40			40	40	21.0	17 # 1/2"	1.02	60.8
127.28	170	40			45	45	24.2	20 # 1/2"	1.16	75.5
142.69	180	40			45	45	29.9	16 # 5/8"	1.30	101.9
158.98	190	40			50	50	34.0	18 # 5/8"	1.44	120.3
176.16	200	40			50	50	41.0	15 # 3/4"	1.60	157.7
194.22	210	40			55	55	46.0	17 # 3/4"	1.76	186.3
212.14	220	45	15	15	55	55	47.2	17 # 3/4"	2.36	193.9
231.07	230	50	115	20	60	60	46.1	17 # 3/4"	2.65	201.6
251.60	240	50	120	20	60	60	54.0	19 # 3/4"	3.17	233.8
273.00	250	50	125	20	65	65	59.4	21 # 3/4"	3.44	267.8
295.28	260	50	130	20	65	65	68.6	25 # 3/4"	2.95	330.0
318.43	270	50	135	20	70	70	75.0	27 # 3/4"	3.05	368.4
341.28	280	55	140	25	70	70	76.5	27 # 3/4"	3.15	380.5
364.83	290	60	145	30	75	75	75.0	27 # 3/4"	3.25	392.6
390.42	300	60	150	30	75	75	85.0	30 # 3/4"	3.35	449.6
416.88	310	60	155	30	80	80	91.7	24 # 7/8"	3.50	511.6
444.21	320	60	160	30	80	80	103.1	27 # 7/8"	3.60	591.9
472.41	330	65	165	30	85	85	110.8	29 # 7/8"	3.70	653.5
499.74	340	65	170	35	85	85	112.6	30 # 7/8"	3.80	694.3
527.73	350	70	175	40	90	90	110.6	29 # 7/8"	3.90	800
558.32	360	70	180	40	90	90	122.6	25 # 1"	4.10	815.5
589.77	370	70	185	40	95	95	130.8	26 # 1"	4.20	868.8
622.08	380	70	190	40	95	95	144.2	29 # 1"	4.30	992.1
655.25	390	70	195	40	100	100	153.3	31 # 1"	4.40	1085.2
686.88	400	75	200	45	100	100	155.3	31 # 1"	4.50	1109.9
719.13	410	80	205	50	105	105	152.8	31 # 1"	4.60	1134.5
754.64	420	80	210	50	105	105	166.9	33 # 1"	4.70	1234.0
791.00	430	80	215	50	110	110	176.3	35 # 1"	4.80	1336.6
828.22	440	80	220	50	110	110	191.9	38 # 1"	4.90	1481.4
866.29	450	80	225	50	115	115	202.5	40 # 1"	5.00	1591.2
902.05	460	85	230	55	115	115	204.5	41 # 1"	5.10	1663.6
938.38	470	90	235	60	120	120	201.4	40 # 1"	5.20	1654.8
978.74	480	90	240	60	120	120	217.6	43 # 1"	5.30	1813.2
1019.94	490	90	245	60	125	125	228.3	46 # 1"	5.40	1976.3
1062.00	500	90	250	60	125	125	245.9	49 # 1"	5.50	2144.1



TABLA 9.36

 $q_s = 5.00 \text{ kg/cm}^2$ $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$
 $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

CARGA P ton	BASE		ESCALON		PEDESTAL			CABILLAS DE LA BASE (c/s)			VOLUMEN DE CONCRETO mts ³	PESO DE CABILLAS kgs
	LADO cm	ALT cm	LADO cm	ALT cm	LADO min cm	ACERO FLEXION cm ²	CANTIDAD Y DIAMETRO	LARGO mts				
49.28	100	30			30	7.2	11 # 3/8"	1.15	0.30	14.1		
59.63	110	30			30	10.3	15 # 3/8"	1.20	0.36	20.1		
70.96	120	30			30	14.2	12 # 1/2"	1.40	0.43	33.4		
83.28	130	30			35	17.2	14 # 1/2"	1.50	0.51	41.7		
96.35	140	35			35	18.5	15 # 1/2"	1.60	0.69	47.7		
110.34	150	40			40	18.4	15 # 1/2"	1.70	0.90	50.7		
125.54	160	40			40	23.4	19 # 1/2"	1.80	1.02	68.0		
141.73	170	40			45	27.0	14 # 5/8"	1.95	1.16	84.8		
158.89	180	40			45	33.3	17 # 5/8"	2.05	1.30	108.3		
177.03	190	40			50	37.8	20 # 5/8"	2.15	1.44	133.6		
195.32	200	45		15	50	39.5	20 # 5/8"	2.25	1.93	139.9		
214.68	210	50		20	55	39.0	20 # 5/8"	2.35	2.43	146.1		
235.61	220	50		20	55	46.3	17 # 3/4"	2.55	2.66	193.9		
257.52	230	50		20	60	51.4	19 # 3/4"	2.65	2.91	225.3		
280.40	240	50		20	60	60.2	22 # 3/4"	2.75	3.17	270.7		
304.25	250	50		20	65	66.2	24 # 3/4"	2.85	3.44	306.0		
328.06	260	55		25	65	68.3	24 # 3/4"	2.95	4.14	316.8		
352.69	270	60		30	70	67.4	24 # 3/4"	3.05	4.92	327.5		
379.30	280	60		30	70	77.0	28 # 3/4"	3.15	5.29	394.6		
406.88	290	60		30	75	83.6	30 # 3/4"	3.25	5.68	436.2		
435.42	300	60		30	75	94.7	25 # 7/8"	3.40	6.08	517.7		
464.93	310	60		30	80	102.3	27 # 7/8"	3.50	6.49	575.5		
493.88	320	65		35	80	104.7	28 # 7/8"	3.60	7.55	613.9		
523.59	330	70		40	85	103.3	27 # 7/8"	3.70	8.71	608.4		
553.80	340	70		40	85	115.3	30 # 7/8"	3.80	9.25	694.3		
588.98	350	70		40	90	123.4	25 # 1"	4.00	9.80	795.6		
623.12	360	70		40	90	136.9	28 # 1"	4.10	10.37	913.3		
658.22	370	70		40	95	145.9	29 # 1"	4.20	10.95	969.0		
692.11	380	75		45	95	148.7	30 # 1"	4.30	12.45	1026.3		
726.73	390	80		50	100	146.7	29 # 1"	4.40	14.07	1015.2		
764.48	400	80		50	100	161.0	32 # 1"	4.50	14.80	1145.7		
803.18	410	80		50	105	170.6	34 # 1"	4.60	15.55	1244.3		
842.84	420	80		50	105	186.4	37 # 1"	4.70	16.32	1383.5		
883.45	430	80		50	110	197.0	39 # 1"	4.80	17.10	1489.4		
922.12	440	85		55	110	200.0	40 # 1"	4.90	19.12	1559.4		
961.47	450	90		60	115	197.4	39 # 1"	5.00	21.26	1551.4		
1004.68	460	90		60	115	214.1	43 # 1"	5.10	22.22	1744.8		
1048.83	470	90		60	120	225.1	45 # 1"	5.20	23.19	1861.7		
1093.94	480	90		60	120	243.2	48 # 1"	5.30	24.19	2024.0		
1136.39	490	95		65	125	240.0	48 # 1"	5.40	26.71	2062.2		
1179.50	500	100		70	125	243.8	49 # 1"	5.50	29.37	2144.1		



TABLA 9.37

 $q_s = 5.50 \text{ kg/cm}^2$ $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$
 $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

CARGA P ton	BASE		ESCALON		PEDESTAL		CABILLAS DE LA BASE (c/s)			VOLUMEN DE CONCRETO mts ³	PESO DE CABILLAS kgs
	LADO cm	ALT cm	LADO cm	ALT cm	LADO min cm	ACERO FLEXION cm	CANTIDAD Y DIAMETRO	LARGO mts			
54.28	100	30			30	7.9	12 # 3/8"	1.15	0.30	15.4	
65.68	110	30			30	11.4	16 # 3/8"	1.20	0.36	21.5	
78.16	120	30			30	15.7	13 # 1/2"	1.40	0.43	36.2	
91.73	130	30			35	18.9	15 # 1/2"	1.50	0.51	44.7	
106.15	140	35			35	20.4	17 # 1/2"	1.60	0.69	54.1	
121.59	150	40			40	20.3	17 # 1/2"	1.70	0.90	57.5	
138.34	160	40			40	25.8	14 # 5/8"	1.85	1.02	80.5	
156.18	170	40			45	29.7	16 # 5/8"	1.95	1.16	97.0	
175.09	180	40			45	36.7	19 # 5/8"	2.05	1.30	121.1	
194.33	190	45	95	15	50	36.1	19 # 5/8"	2.15	1.76	127.0	
214.72	200	50	100	20	50	38.4	20 # 5/8"	2.25	2.20	139.9	
236.73	210	50	105	20	55	43.0	16 # 3/4"	2.45	2.43	175.4	
259.81	220	50	110	20	55	51.1	18 # 3/4"	2.55	2.66	205.4	
283.97	230	50	115	20	60	56.7	20 # 3/4"	2.65	2.91	237.1	
308.33	240	55	120	25	60	59.3	21 # 3/4"	2.75	3.53	258.4	
333.62	250	60	125	30	65	58.9	21 # 3/4"	2.85	4.22	267.8	
360.85	260	60	130	30	65	68.1	24 # 3/4"	2.95	4.56	316.8	
389.14	270	60	135	30	70	74.3	27 # 3/4"	3.05	4.92	368.4	
418.50	280	60	140	30	70	85.0	30 # 3/4"	3.15	5.29	422.8	
448.93	290	60	145	30	75	92.3	24 # 7/8"	3.30	5.68	482.3	
479.07	300	65	150	35	75	95.3	25 # 7/8"	3.40	6.64	517.7	
510.10	310	70	155	40	80	94.4	25 # 7/8"	3.50	7.69	532.9	
543.54	320	70	160	40	80	106.1	28 # 7/8"	3.60	8.19	613.9	
578.04	330	70	165	40	85	114.1	30 # 7/8"	3.70	8.71	676.0	
613.60	340	70	170	40	85	127.3	26 # 1"	3.90	9.25	806.7	
650.23	350	70	175	40	90	136.2	27 # 1"	4.00	9.80	859.2	
689.97	360	75	180	45	90	139.6	28 # 1"	4.10	11.18	913.3	
722.56	370	80	185	50	95	158.3	28 # 1"	4.20	12.66	935.6	
762.14	380	80	190	50	95	152.5	31 # 1"	4.30	13.36	1060.5	
802.78	390	80	195	50	100	162.1	32 # 1"	4.40	14.07	1120.2	
844.48	400	80	200	50	100	177.9	36 # 1"	4.50	14.80	1288.9	
884.71	410	85	205	55	105	175.9	35 # 1"	4.60	16.60	1346.2	
925.75	420	90	210	60	105	180.1	35 # 1"	4.70	18.52	1451.2	
970.36	430	90	215	60	110	190.3	38 # 1"	4.80	19.41	1598.4	
1016.01	440	90	220	60	110	207.1	41 # 1"	4.90	20.33	1750.3	
1062.72	450	90	225	60	115	218.2	44 # 1"	5.00	21.26	1785.3	
1107.30	460	95	230	65	115	222.5	44 # 1"	5.10	23.94	1820.3	
1152.66	470	100	235	70	120	220.8	44 # 1"	5.20	25.96	2024.0	
1202.23	480	100	240	70	120	238.5	48 # 1"	5.30	27.07	2148.1	
1252.84	490	100	245	70	125	250.3	50 # 1"	5.40	28.21	2362.9	
1304.50	500	100	250	70	125	269.6	54 # 1"	5.50	29.37	2624.0	



TABLA 9.38

 $q_s = 6.00 \text{ kg/cm}^2$ $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$ $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

CARGA P ton	BASE		ESCALON		PEDESTAL		CABILLAS DE LA BASE (c/s)		VOLUMEN DE CONCRETO mts ³	PESO DE CABILLAS kg
	LADO cm	ALT cm	LADO cm	ALT cm	LADO cm	FLEXION cm	CANTIDAD Y DIAMETRO	LARGO mts		
59.28	100	30			30	8.6	13 ϕ 3/8"	1.15	0.30	16.7
71.73	110	30			30	12.4	10 ϕ 1/2"	1.30	0.36	23.8
85.19	120	35			30	14.0	12 ϕ 1/2"	1.40	0.50	33.4
99.78	130	40			35	14.3	12 ϕ 1/2"	1.50	0.68	35.8
115.72	140	40			35	18.9	15 ϕ 1/2"	1.60	0.78	47.7
132.84	150	40			40	22.2	18 ϕ 1/2"	1.70	0.90	60.8
151.14	160	40			40	28.2	15 ϕ 5/8"	1.85	1.02	86.2
170.63	170	40			45	32.5	17 ϕ 5/8"	1.95	1.16	103.0
190.61	180	45			45	34.7	18 ϕ 5/8"	2.05	1.58	114.7
211.83	190	50			50	34.7	18 ϕ 5/8"	2.15	1.99	120.3
234.72	200	50			50	42.0	15 ϕ 3/4"	2.35	2.20	157.7
258.78	210	50			55	47.1	17 ϕ 3/4"	2.45	2.43	186.3
284.01	220	50			55	55.9	20 ϕ 3/4"	2.55	2.66	228.2
309.62	230	55			60	55.4	20 ϕ 3/4"	2.65	3.24	237.1
336.27	240	60			60	58.5	21 ϕ 3/4"	2.75	3.89	258.4
364.87	250	60			65	64.4	23 ϕ 3/4"	2.85	4.22	293.3
394.65	260	60			65	74.4	27 ϕ 3/4"	2.95	4.56	356.4
425.59	270	60			70	81.3	29 ϕ 3/4"	3.05	4.92	395.7
456.52	280	65			70	84.7	30 ϕ 3/4"	3.15	5.78	422.8
488.45	290	70			75	84.5	30 ϕ 3/4"	3.25	6.73	436.2
522.72	300	70			75	95.7	25 ϕ 7/8"	3.40	7.20	517.7
558.15	310	70			80	103.3	27 ϕ 7/8"	3.50	7.69	575.5
594.74	320	70			80	116.1	30 ϕ 1"	3.60	8.19	657.7
632.49	330	70			85	124.8	25 ϕ 1"	3.80	8.71	755.8
669.67	340	75			85	128.7	26 ϕ 1"	3.90	9.97	806.7
707.80	350	80			90	128.0	26 ϕ 1"	4.00	11.33	827.4
748.83	360	80			90	142.0	29 ϕ 1"	4.10	11.99	946.0
791.01	370	80			95	151.4	30 ϕ 1"	4.20	12.66	1002.5
834.34	380	80			95	167.0	33 ϕ 1"	4.30	13.36	1129.0
876.55	390	85			100	165.6	33 ϕ 1"	4.40	15.02	1155.2
919.68	400	90			100	170.4	34 ϕ 1"	4.50	16.80	1217.3
966.24	410	90			105	180.5	36 ϕ 1"	4.60	17.65	1317.5
1013.95	420	90			105	197.2	39 ϕ 1"	4.70	18.52	1458.3
1062.81	430	90			110	208.4	42 ϕ 1"	4.80	19.41	1603.9
1109.91	440	95			110	213.3	43 ϕ 1"	4.90	21.54	1676.3
1157.89	450	100			115	212.2	42 ϕ 1"	5.00	23.79	1670.8
1209.93	460	100			115	230.1	46 ϕ 1"	5.10	24.86	1866.5
1263.11	470	100			120	241.9	48 ϕ 1"	5.20	25.96	1985.8
1317.43	480	100			120	261.4	52 ϕ 1"	5.30	27.07	2192.7
1369.29	490	105			125	259.6	52 ϕ 1"	5.40	29.71	2234.0
1422.08	500	110			125	265.4	53 ϕ 1"	5.50	32.50	2319.2

FUNDACION DIRECTA

DISEÑAR UNA FUNDACION CUADRADA PARA LAS SOLICITACIONES INDICADAS.

DATOS:

$$P = 69 \text{ T}$$

$$q_s = 1.5 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f'_c = 200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

A. POR TABLAS

A-1. SE BUSCA LA TABLA CORRESPONDIENTE A LOS DATOS SUMINISTRADOS.

A-2. PARA ENTRAR EN LA TABLA SE INCLUYE EL PESO PROPIO DE LA FUNDACION PARA LO CUAL SE MAYORA LA CARGA EN UN 5%

$$P_{\text{diseño}} = 1.05 P = 1.05 \times 69 \text{ T} = 72.45 \text{ T}$$

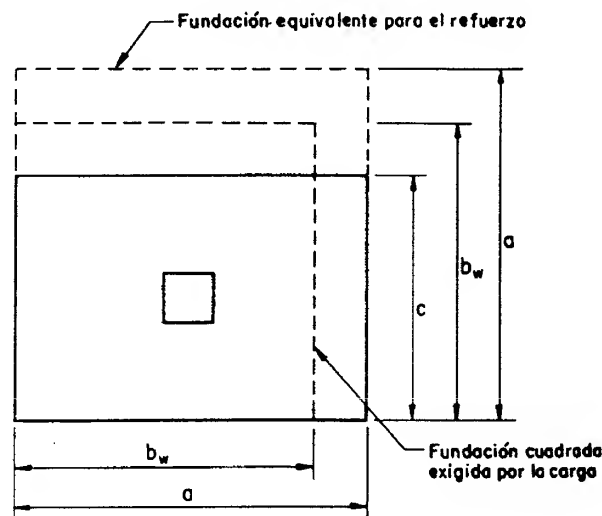
A-3. EN LA LINEA CORRESPONDIENTE A $P \geq 72.45 \text{ T}$ SE HAYAN LAS CARACTERISTICAS DE LA FUNDACION A DISEÑAR.

$$bw = 2.30 \text{ mts.}$$

$$h = 0.30 \text{ "}$$

$$\text{LADO PEDESTAL} = 0.60 \text{ mts.}$$

$$\text{ACERO EN C/S.} = 15 \phi 5/8 \text{ "}$$



1. De las tablas se obtiene el lado b_w correspondiente a la carga.
2. Se calculan los lados a y c de la fundación rectangular por la relación:

$$a \cdot c = b_w^2$$

fijando uno de dos según las restricciones constructivas.

3. Se busca en la tabla una función cuadrada correspondiente al lado mayor a la del rectángulo, usándose el espesor y la armadura que da la tabla en esa dirección. En la otra dirección bastará usar la armadura correspondiente al sentido corto.
4. La armadura en el sentido corto se obtiene, por exceso, de la fundación cuadrada correspondiente al lado menor del rectángulo c .



FUNDACION RECTANGULAR

DISEÑAR UNA FUNDACION RECTANGULAR PARA LAS SOLICITACIONES INDICADAS, CONSIDERANDO QUE UNO DE LOS LADOS NO DEBE EXCEDER DE 2.00 mts.

DATOS :

$$P = 69 T$$

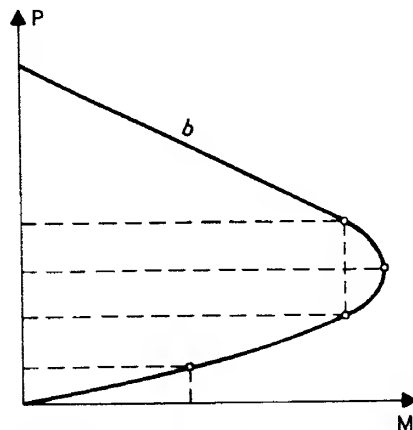
$$q_s = 1.5 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f'_c = 200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$a = 2.00 \text{ mts.}$$

- 1- SE MAYORA LA CARGA DE TRABAJO PARA CONSIDERAR EL PESO PROPIO.
 $P_{\text{diseño}} = 1.05 P = 1.05 \times 69 T = 72.45 T$
- 2- SE HAYA EL VALOR DEL LADO DE LA FUNDACION CUADRADA CORRESPONDIENTE A ESTA CARGA.
 $b_w = 2.30 \text{ mts.}$
- 3- SE CALCULA EL LADO DE LA FUNDACION RECTANGULAR, SABRIENDO QUE EL PRODUCTO DE ELLOS ES b_w^2 Y TOMANDO EL VALOR DEL OTRO LADO ANTES ESTABLECIDO
 $a \times c = b_w^2$
 $a \times 2.0 = 2.3^2$ $a = 2.65 \text{ mts.}$
4. SE BUSCA EN LA TABLA EL ESPESOR Y EL ACERO NECESARIO PARA UNA FUNDACION CUADRADA DE LADO 2.65. ESTE ACERO SE COLOCA EN EL SENTIDO LARGO. COMO EN LA TABLA APARECEN LOS VALORES CORRESPONDIENTES A $a = 2.60$ Y $a = 2.70$, SE INTERPOLA OBTENIENDOSE PARA EL REFUERZO $16 \phi 3/4$ EN ESE SENTIDO.
- 5- SE BUSCA EN LA TABLA EL ACERO NECESARIO PARA UNA FUNDACION DE LADO $c = 2.00 \text{ mts.}$ OBTENIENDOSE $16 \phi 1/2$ ". SI EL ESPESOR REQUERIDO PARA ESTE LADO ES MENOR QUE EL ESCOGIDO, SE PUEDE REDUCIR EL AREA DE ACERO PROPORCIONALMENTE.



El efecto de los momentos en las fundaciones de columnas se puede tomar en cuenta utilizando los diagramas de interacción P - M.

- Se busca en los diagramas correspondientes los puntos de intersección de las combinaciones de fuerza axial y momento que actúan en la base de la columna, para así determinar el lado de la base cuadrada cuya curva envuelve a todas las combinaciones.

Los diagramas de interacción están contruidos en función de la carga P y el lado b de la fundación cuadrada requerida para esa carga:

a) Segmento recto.

$$\begin{aligned} y &= P & ; & & x &= 0.0 & \text{(momento nulo)} \\ y &= 0.50 P & ; & & x &= 0.0833 P.b \end{aligned}$$

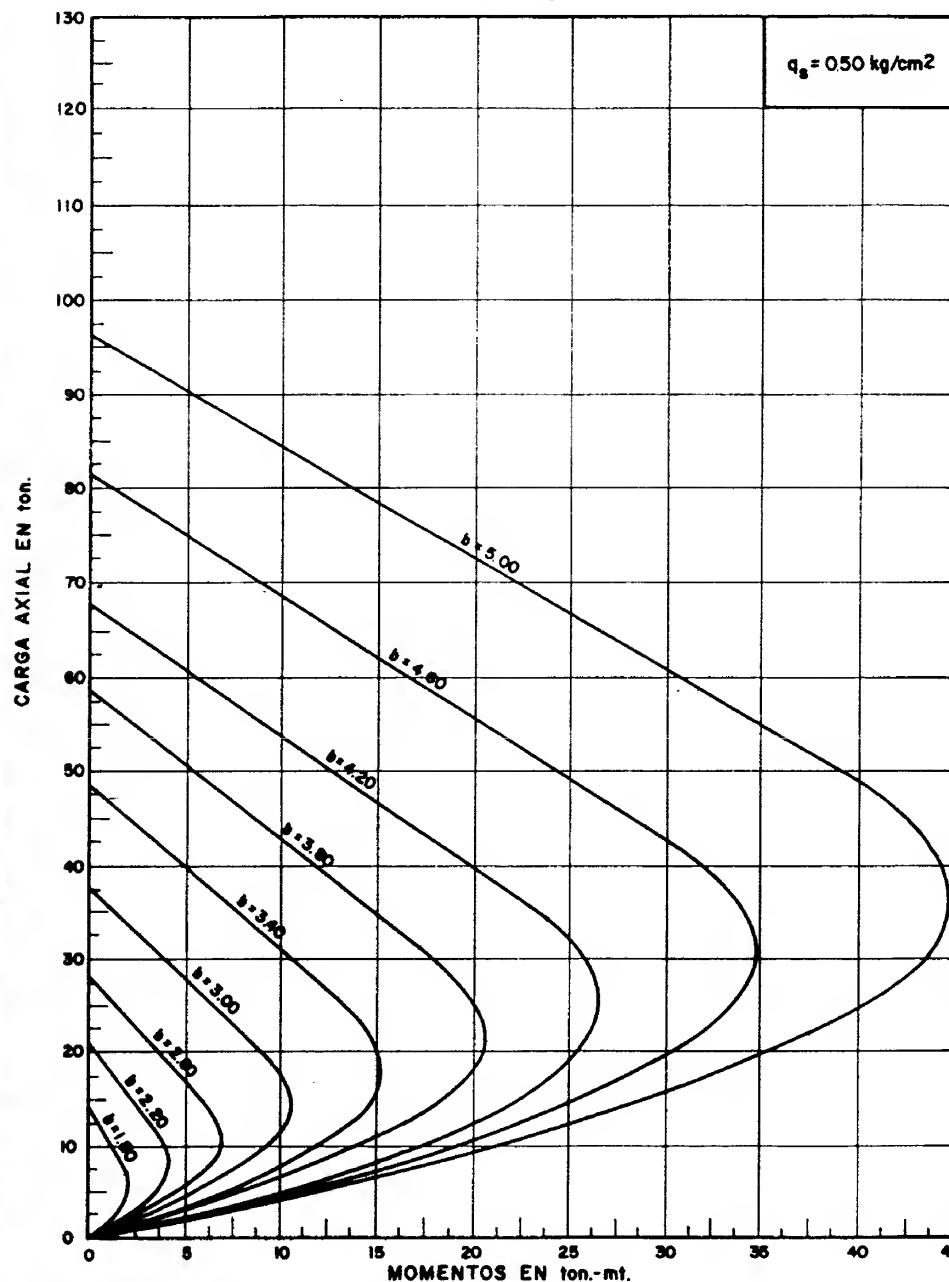
b) Segmento parabólico, tangente a la recta, que pasa por:

$$\begin{aligned} y &= 0.50 P & ; & & x &= 0.0833 P.b \\ y &= 0.375 P & ; & & x &= 0.09375 P.b & \text{(momento máximo)} \\ y &= 0.25 P & ; & & x &= 0.0833 P.b \\ y &= 0.125 P & ; & & x &= 0.05208 P.b \\ y &= 0.0 & ; & & x &= 0.0 \end{aligned}$$

- En los ábacos de las páginas siguientes, para una presión de suelos, una carga axial y un momento dados, se obtiene el lado de la base cuadrada. Y entrando a las tablas de fundaciones sometidas a carga axial y para el lado de la base obtenido, se escoge el espesor y armadura correspondientes.

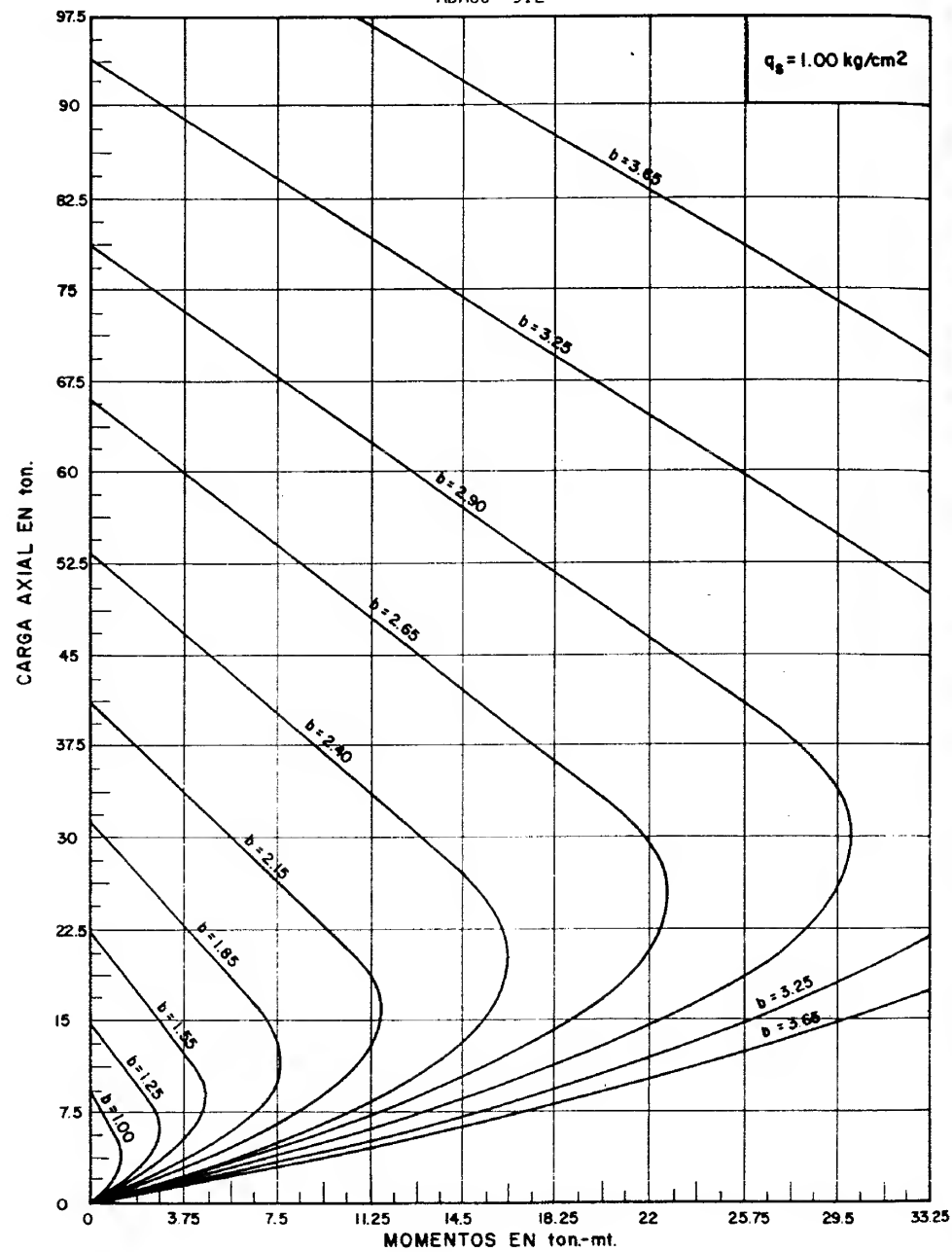


ABACO 9.1

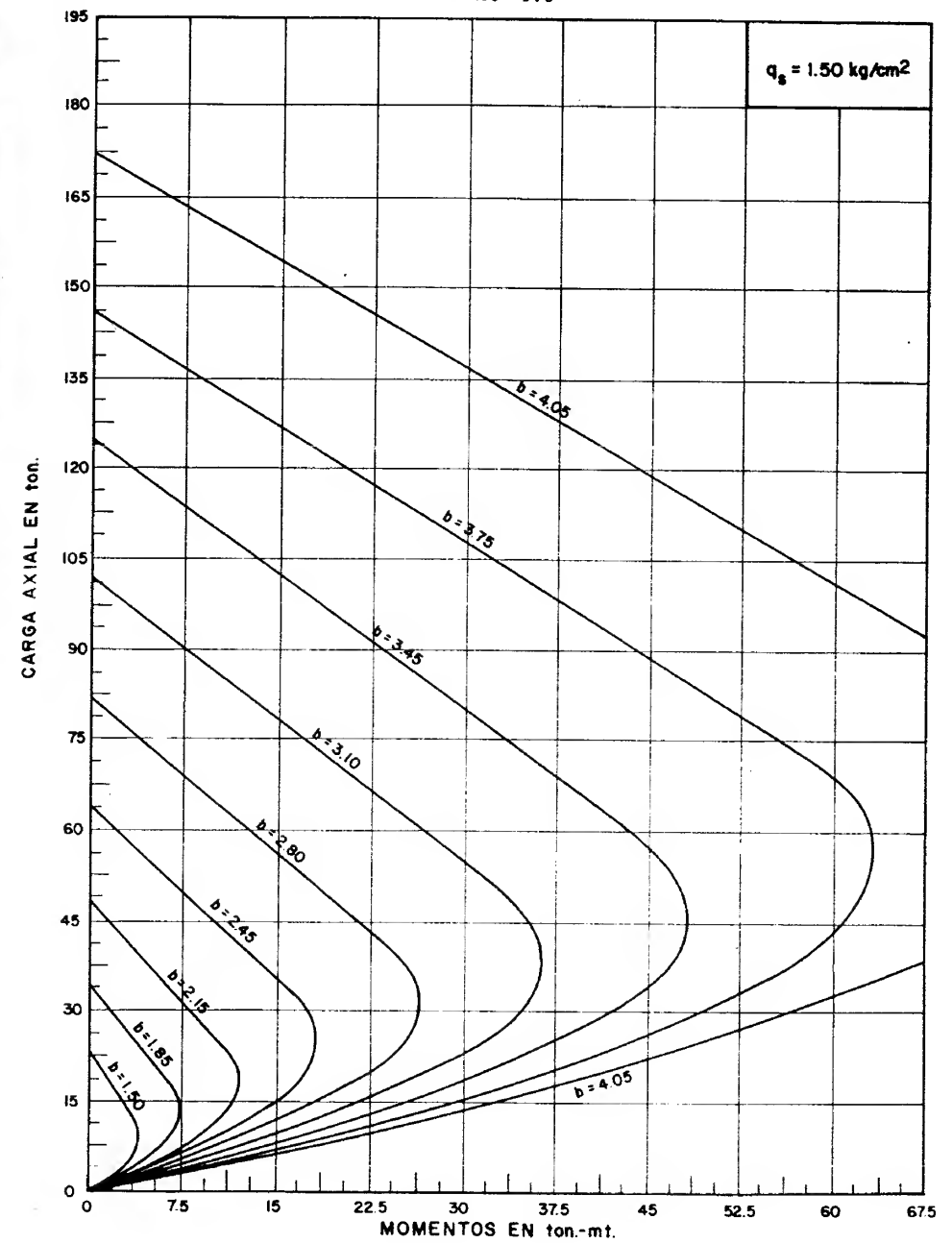




ABACO 9.2

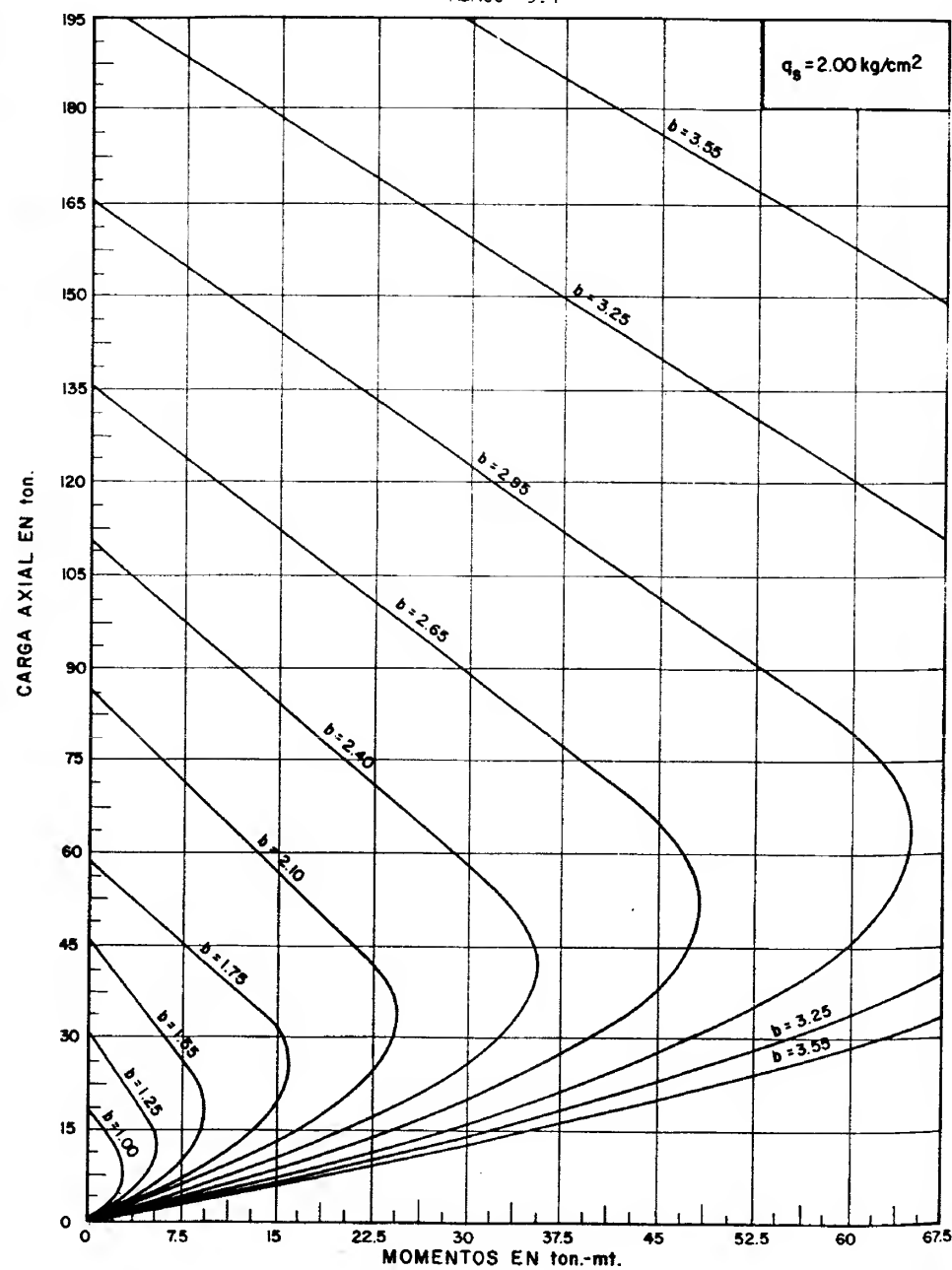


ABACO 9.3

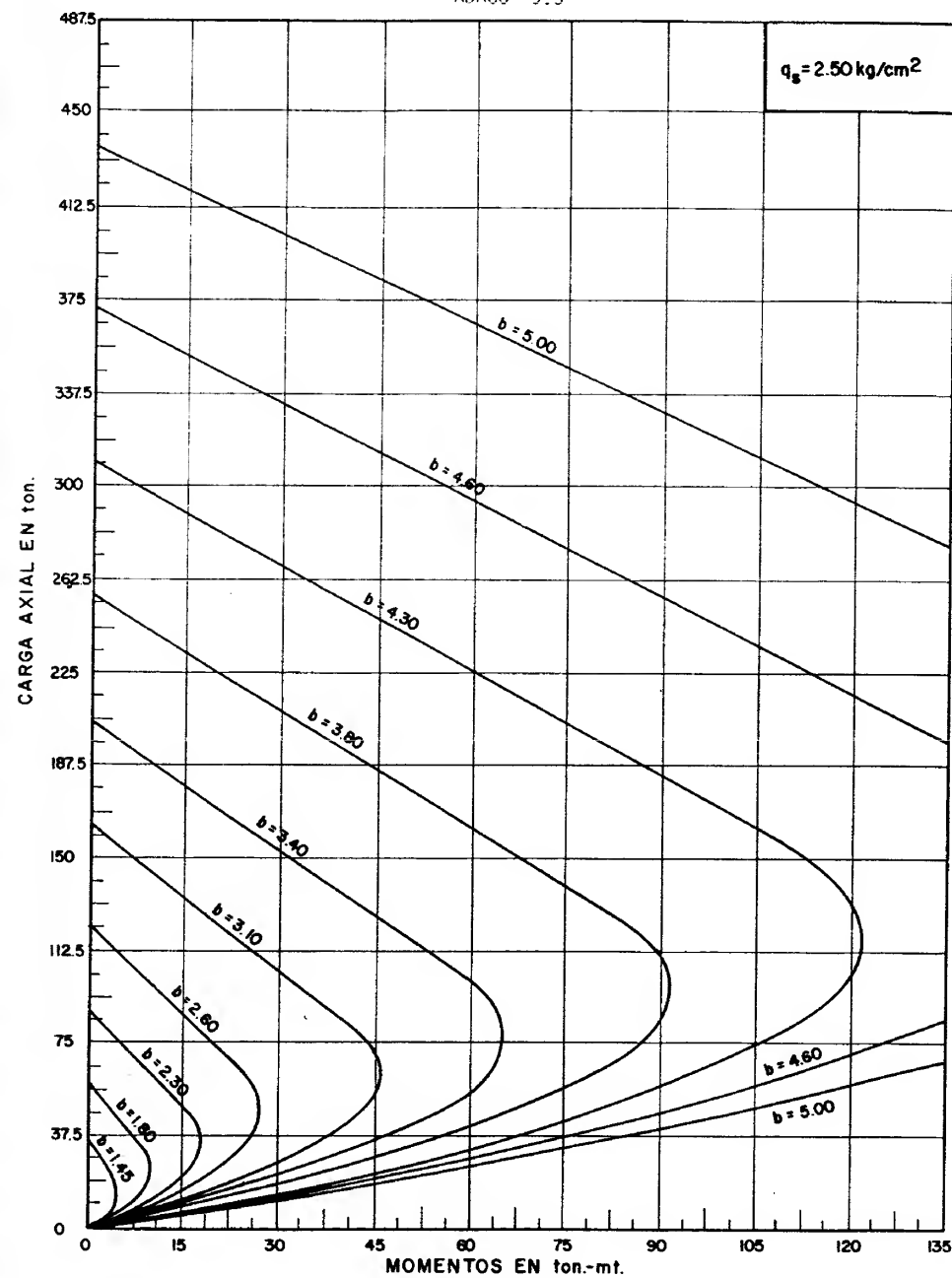




ABACO 9.4

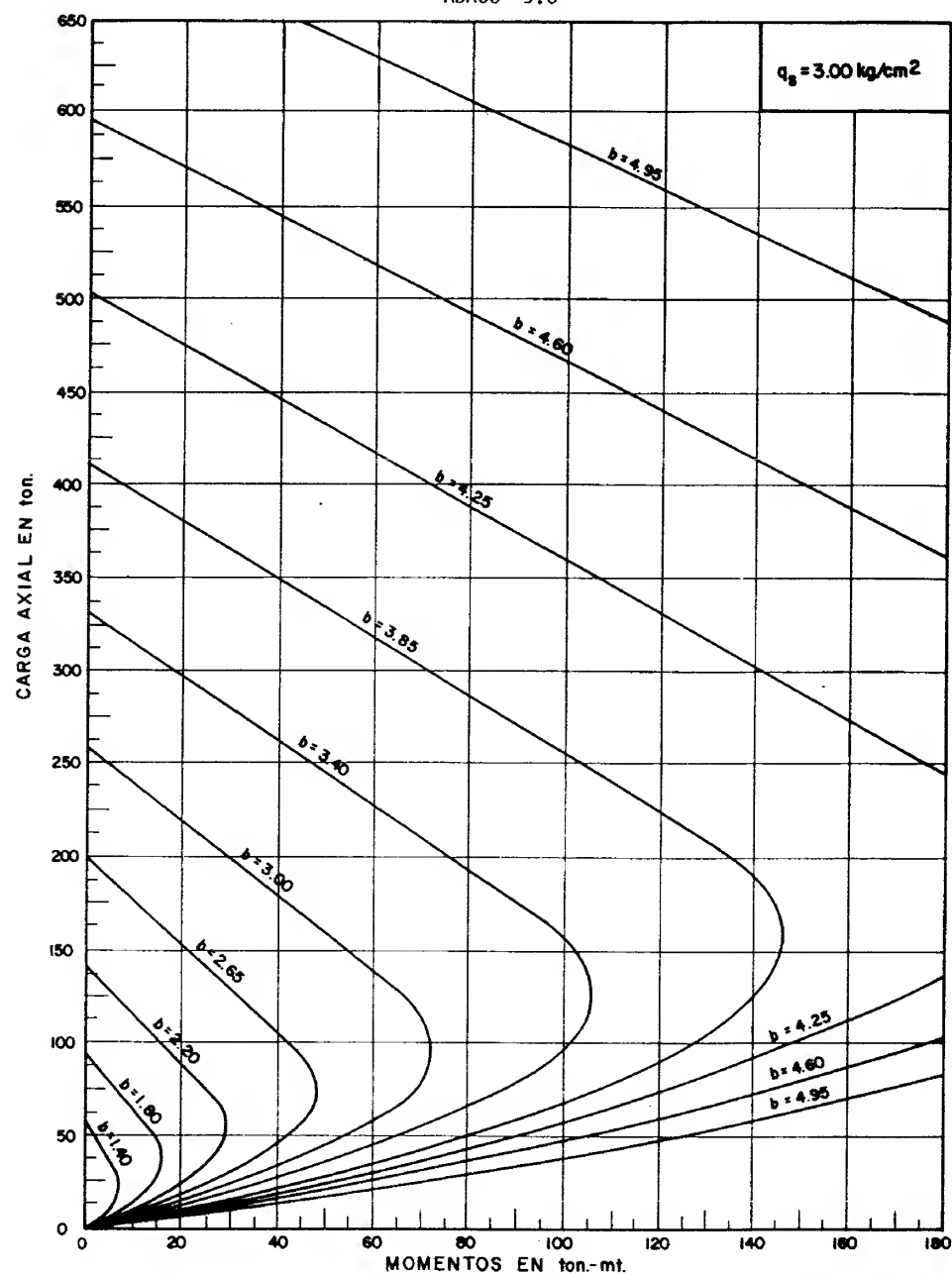


ABACO 9.5

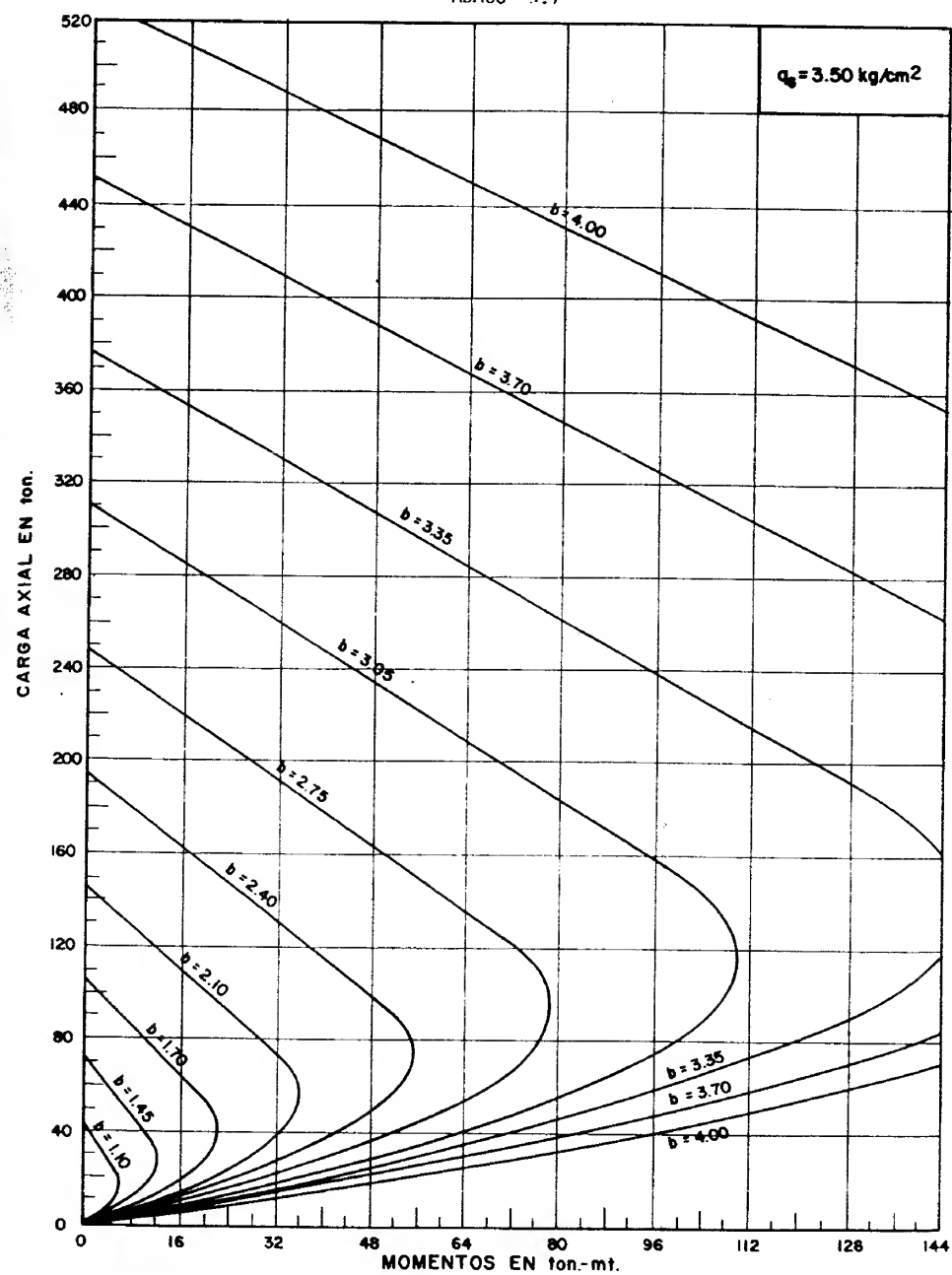




ABACO 9.6

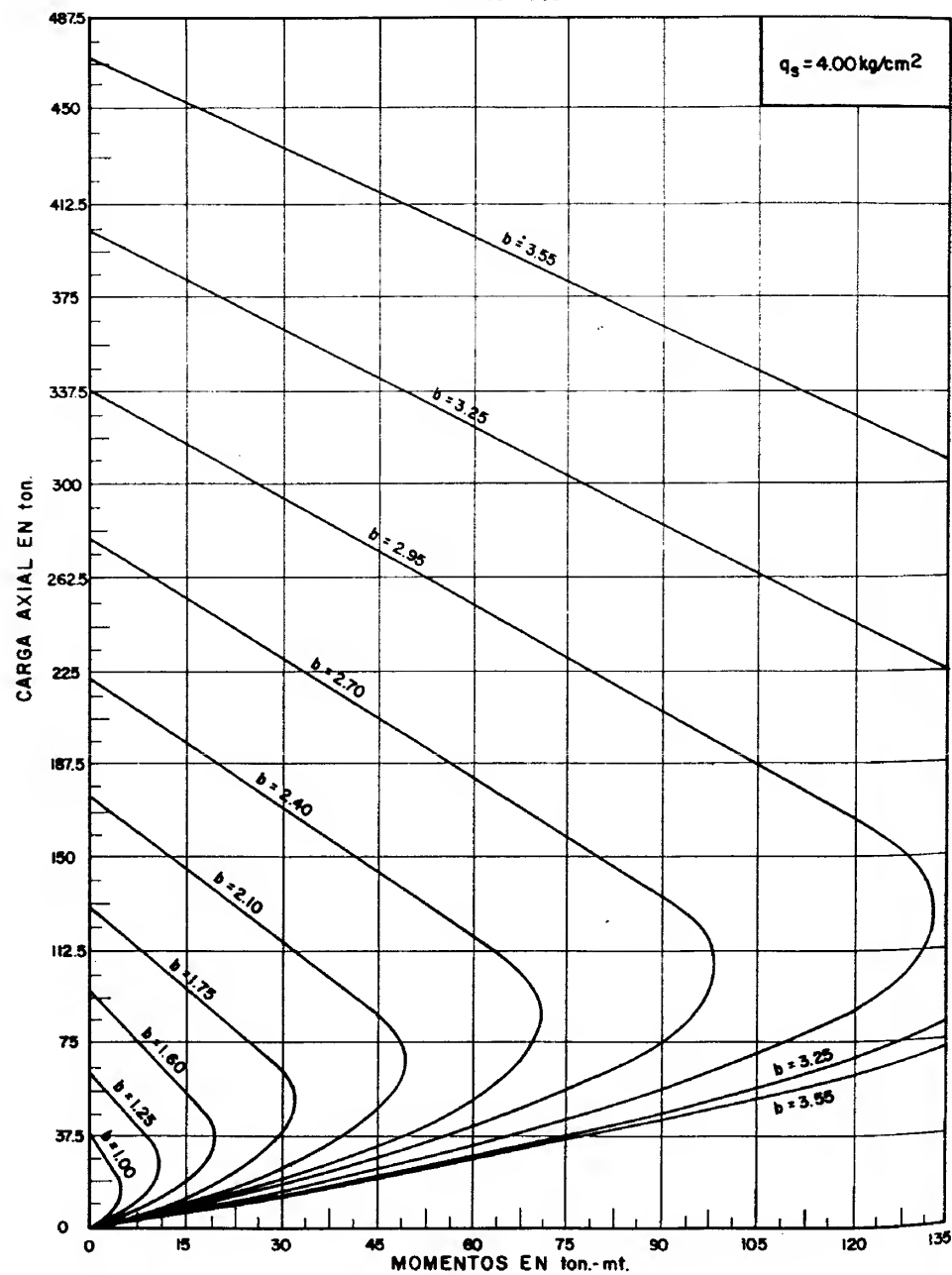


ABACO 9.7

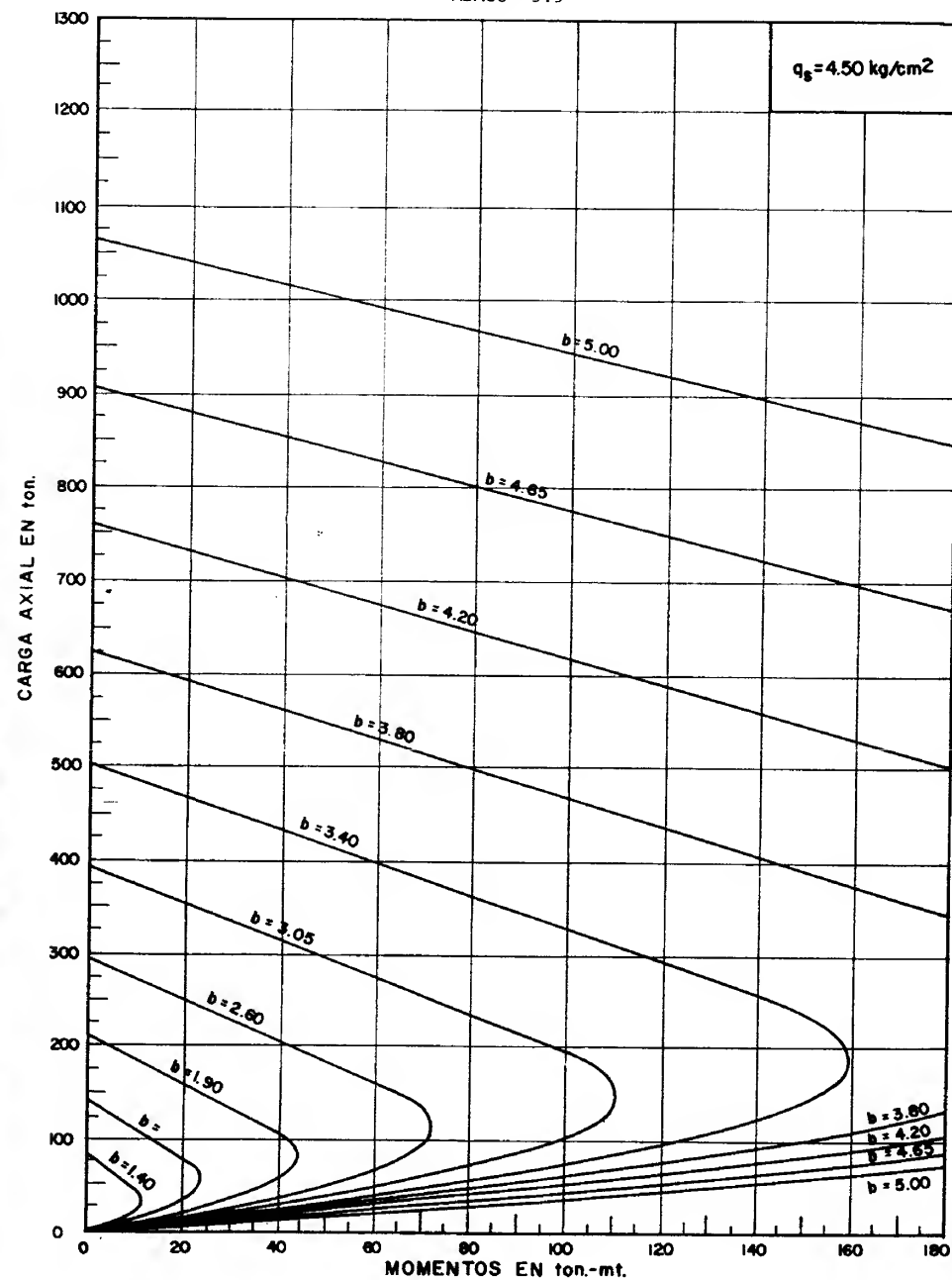




ABACO 9.8

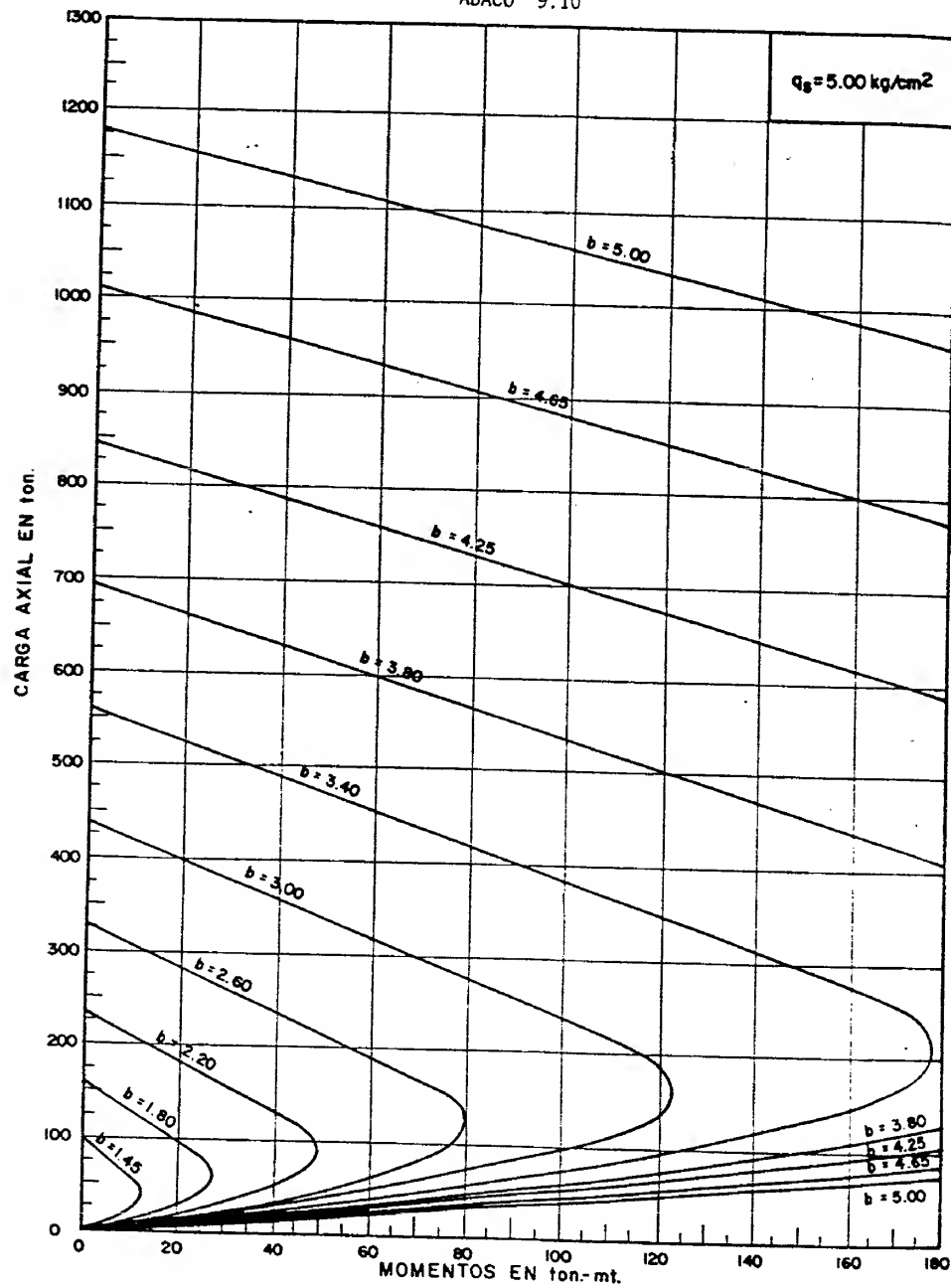


ABACO 9.9

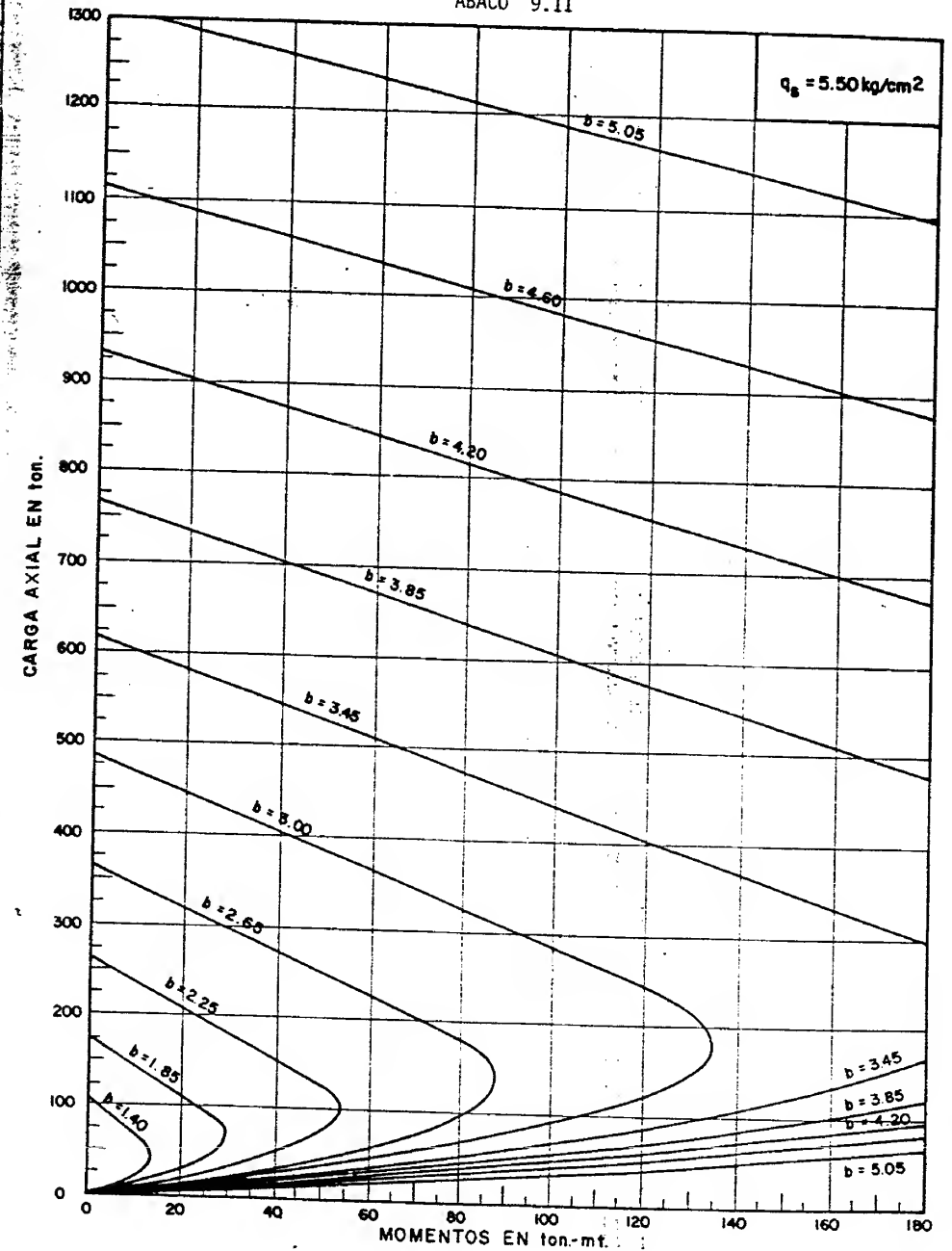




ABACO 9.10

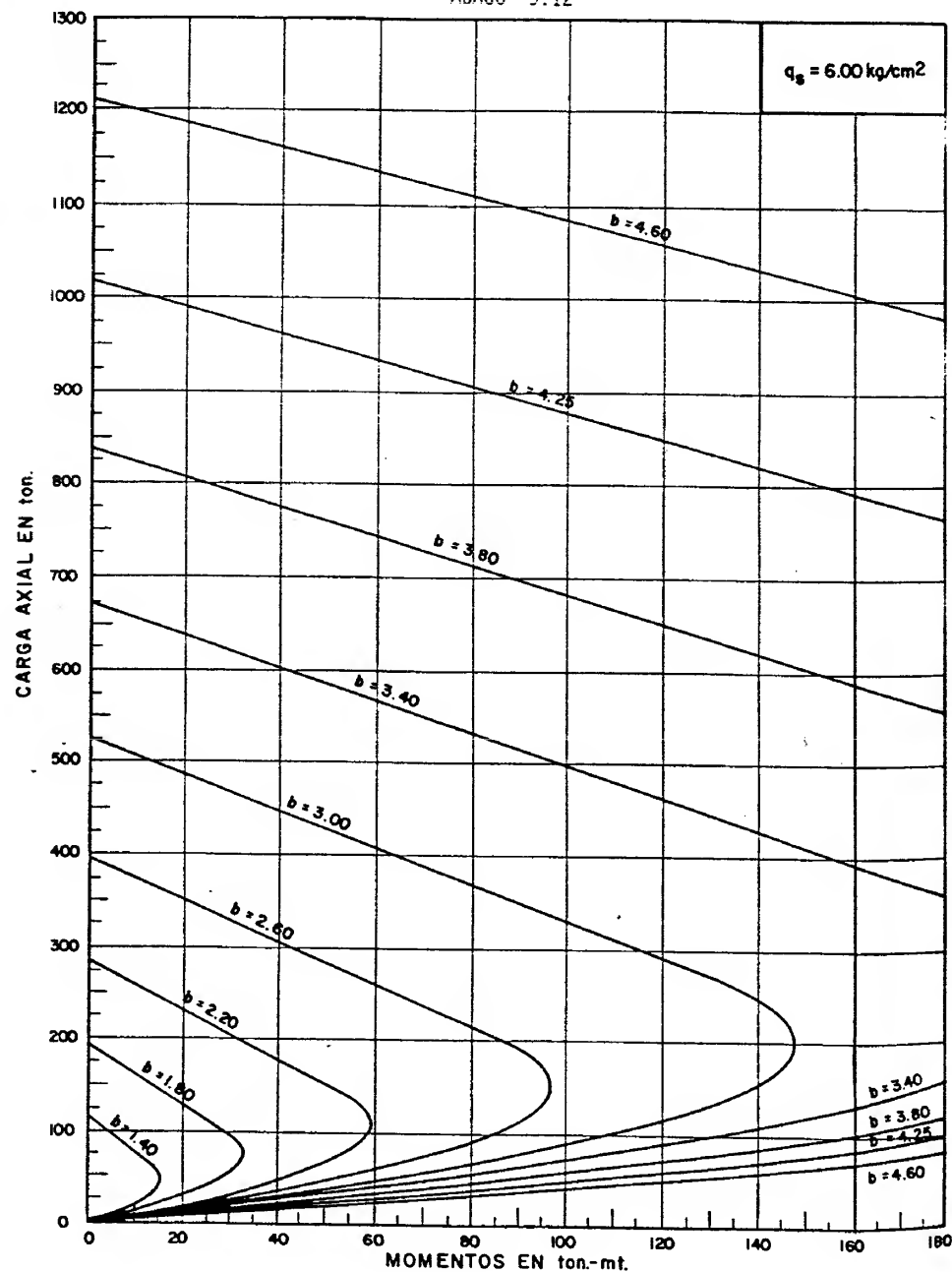


ABACO 9.11





ABACO 9.12



ASPECTOS GENERALES

El proyecto de cabezales para pilotes ha evolucionado a través de las diversas normas empleadas en Venezuela y en otros países.

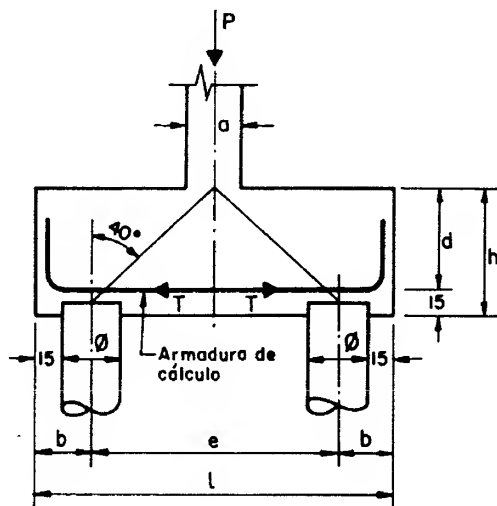
Anteriormente se usó para el cálculo de estos elementos, el método llamado de la viga, en el cual el cabezal era considerado como una viga apoyada sobre los pilotes y cargada con las acciones transmitidas por la columna; este método, que se sigue utilizando para ciertos tipos de cabezales flexibles, no es muy apropiado para los cabezales rígidos que se emplean actualmente, - pues en ellos la altura es comparable a la distancia entre pilotes por lo cual no resulta aplicable los métodos convencionales para el diseño de vigas.

En Francia e Inglaterra se desarrolló el llamado método de las bieles - que toma en cuenta la gran rigidez del cabezal y considera que la carga es transmitida de la columna hacia los pilotes por medio de las bieles comprimidas que se forman en el cuerpo del cabezal. Este procedimiento conduce a resultados muy satisfactorios que han sido comprobados experimentalmente.

El método de las bieles fue el empleado para las tablas que se insertan más adelante.



NOTACION GENERAL:



- ϕ = diámetro del pilote
 a = ancho de la columna
 $b = \frac{\phi}{2} + 15$
 $c = \frac{c_1}{2}$
 $c_1 = b \frac{\sqrt{3}}{2}$
 d = altura útil del cabezal
 e = separación entre pilotes
 $f = e \frac{\sqrt{3}}{2}$
- $f_1 = \frac{2}{3} f$
 $f_2 = \frac{1}{3} f$
 $g = e \frac{\sqrt{2}}{2}$
 h = altura total del cabezal = $d + 15$
 l_1 = lado del cabezal
 l_2 = lado del cabezal
 P = carga axial de la columna
 pp = peso propio del cabezal
 R_p = capacidad de carga del pilote

En las tablas siguientes se dan la geometría, las áreas de acero y la reacción máxima de un pilote, para los cabezales de 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9 y 10 pilotes para los diámetros más usuales y distintas capacidades de carga.



TABLA 9.39

DIAMETRO cm	AREA ($A_p = 0.79 \phi^2$) cm ²	ARMADURA MINIMA (0.5 % A) cm ²	CAPACIDAD DE CARGA (1)	
			$P = 35.55 \phi^2$ Ton	$P = 43.18 \phi^2$ Ton
42	1394	5 ϕ 1/2	63	75
50	1975	5 ϕ 5/8	89	110
52	2136	5 ϕ 5/8	96	115
55	2390	6 ϕ 5/8	108	130
57	2567	7 ϕ 5/8	116	140
60	2844	6 ϕ 3/4	128	155
65	3338	6 ϕ 3/4	150	180
70	3871	7 ϕ 3/4	174	210
80	5056	9 ϕ 3/4	228	275
90	6399	9 ϕ 7/8	288	350
100	7900	11 ϕ 7/8	356	430

- (1) Para la capacidad de carga de los pilotes se ha supuesto que el concreto trabaja entre 45 y 55 kg/cm².

$$P = (0.79 \phi^2) 45 = 35.55 \phi^2$$

$$P = (0.79 \phi^2) 55 = 43.18 \phi^2$$

Estos valores son aproximados y están supeditados a los determinados en el estudio de suelos.



Cabezal	Valor de T	d	A _s
2 Pilotes	$T = \frac{P(2e - a)}{8d}$	$d \geq \frac{e}{2} \text{ tg } 50$	$A_s = \frac{T}{f_s}$
3 Pilotes	$T = \frac{P(2e\sqrt{3} - a\sqrt{2})}{18\sqrt{3}d}$	$d \geq 0.577e \text{ tg } 50$	$A_s = \frac{T}{f_s}$
4 Pilotes	$T = \frac{P(2e - a)}{8d}$	$d \geq \frac{e}{2}\sqrt{2} \text{ tg } 50$	$A_s = \frac{T}{f_s}$
5 Pilotes	$T = \frac{P(2e - a)}{10d}$	$d \geq e \text{ tg } 50$	$A_s = \frac{T}{f_s}$
6 Pilotes Hexagonal	$T_x = \frac{Pe}{3d} \quad T_y = \frac{Pe}{2\sqrt{3}d}$	$d \geq e \text{ tg } 50$	$A_s = \frac{T}{f_s}$
6 Pilotes Rectangular	$T_x = \frac{Pe}{3d} \quad T_y = \frac{Pe}{4d}$	$d \geq 1.12e \text{ tg } 50$	$A_s = \frac{T}{f_s}$
7 Pilotes	$T_x = \frac{2Pe}{7d} \quad T_y = \frac{Pe\sqrt{3}}{7d}$	$d \geq e \text{ tg } 50$	$A_s = \frac{T}{f_s}$
8 Pilotes	$T_x = \frac{5Pe}{16d} \quad T_y = \frac{3\sqrt{3}Pe}{16d}$	$d \geq 1.32e \text{ tg } 50$	$A_s = \frac{T}{f_s}$
9 Pilotes	$T = \frac{\sqrt{2}Pe}{6d}$	$d \geq e\sqrt{2} \text{ tg } 50$	$A_s = \frac{T}{f_s}$
10 Pilotes	$T_x = \frac{4Pe}{10d} \quad T_y = \frac{3\sqrt{3}Pe}{20d}$	$d \geq 1.32e \text{ tg } 50$	$A_s = \frac{T}{f_s}$

NOTAS GENERALES:

- Las tablas para el diseño de cabezales son válidas para cualquier resistencia f'_c del concreto.
- Las tablas vienen dadas para dos separaciones de pilotes:
 - $e = 2.5 \phi$
 - $e = 3.0 \phi$
- El acero de los cabezales se calculó con la expresión $A_s = \frac{T}{f_s}$ valor que es inferior al exigido por la Sección 15.4.5 de las Normas, que es válida para elementos sometidos a flexión, en cambio los cabezales se han dimensionado para soportar tracciones y compresiones.



- Todas las armaduras de los cabezales irán dispuestos en forma de malla paralelas a los lados L_1 y L_2 del mismo, con excepción del cabezal de tres pilotes cuyas armaduras se dispondrán entre pilotes.
- Para el detalle de armado de los cabezales, véase figura 13.10 a 13.13
- Las vigas de riostra deberán diseñarse para absorber los momentos

USO DE LAS TABLAS:

- Se toma el valor de P_{\max} proveniente del cálculo de la superestructura.
- Se multiplica P_{\max} por 1.05 para tomar en cuenta el peso propio del cabezal. El peso específico del concreto se tomó igual a 2400 kg/m³.
- Se escoge de la tabla de capacidades de carga la combinación más adecuada de pilotes.
- Se entra a la tabla correspondiente en la línea que tiene el valor de P inmediato superior al calculado en (2).

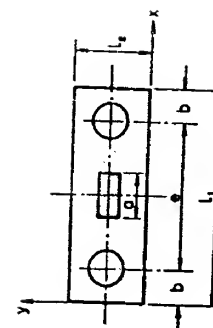
Las tablas fijan los valores de ancho mínimo de columna "a" y la altura útil "d" del cabezal, de acuerdo a la carga aplicada y a las dimensiones del cabezal, de tal manera de obtener un elemento rígido.

- Se obtiene los valores necesarios para el diseño del cabezal.



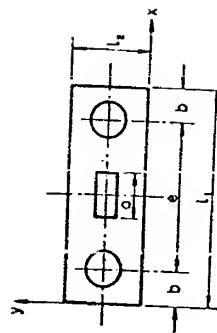
TABLA 9.40

Diámetro de Pilote (cm)	N° DE PILOTES									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
42	60	120	180	240	300	360	420	480	540	600
	75	150	225	300	375	450	525	660	675	750
50	90	180	270	360	450	540	630	720	810	900
	110	220	330	440	550	660	770	880	990	1100
52	100	200	300	400	500	600	700	800	900	1000
	115	230	345	460	575	690	805	920	1035	1150
55	110	220	330	440	550	660	770	880	990	1100
	130	260	390	520	650	780	910	1040	1170	1300
57	120	240	360	480	600	720	840	960	1080	
	140	280	420	560	700	840	980	1120	1260	
60	130	260	390	520	650	780	910	1040		
	155	310	465	620	775	930	1085	1240		
65	150	300	450	600	750	900	1050			
	165	330	495	660	825	990	1155			
	180	360	540	720	900	1080	1260			
70	170	340	510	680	850	1020				
	190	380	570	760	950	1140				
	210	420	630	840	1050	1260				
80	230	460	690	920	1150					
	245	490	735	980	1225					
	275	550	825	1100	1375					
90	290	580	870	1160						
	320	640	960	1280						
	350	700	1050	1400						
100	360	720	1080							
	395	790	1185							
	430	860	1290							

TABLA 9.41
CABEZALES DE 2 PILOTES

DATOS										GEOMETRIA										ARMADURA									
DIAM	P	s	a _{min}	b	c	d	e	f	g	h	i	j	k	l	m	n	o	p	q	r	s	t	u	v	w	x	y	z	
cm	ton	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	
42	120	40	105	35							180	70	65	80	27.25	29.33	32.93	35.70	38.56	41.42	44.28	47.14	50.00	52.86	55.71	58.57	61.43		
42	150	45	105	35							180	70	65	80	27.25	29.33	32.93	35.70	38.56	41.42	44.28	47.14	50.00	52.86	55.71	58.57	61.43		
50	180	50	125	40							205	80	75	90	31.66	33.74	37.34	40.11	42.98	45.85	48.72	51.59	54.46	57.33	60.20	63.07	65.94		
50	220	55	130	40							230	80	75	90	31.66	33.74	37.34	40.11	42.98	45.85	48.72	51.59	54.46	57.33	60.20	63.07	65.94		
52	200	50	130	40							210	80	75	90	31.66	33.74	37.34	40.11	42.98	45.85	48.72	51.59	54.46	57.33	60.20	63.07	65.94		
52	230	55	130	40							240	80	75	90	31.66	33.74	37.34	40.11	42.98	45.85	48.72	51.59	54.46	57.33	60.20	63.07	65.94		
55	220	55	140	45							225	85	80	95	35.71	37.79	41.39	44.16	46.93	49.70	52.47	55.24	58.01	60.78	63.55	66.32	69.09		
55	260	60	140	45							250	85	80	95	35.71	37.79	41.39	44.16	46.93	49.70	52.47	55.24	58.01	60.78	63.55	66.32	69.09		
57	240	60	145	45							230	85	80	95	35.71	37.79	41.39	44.16	46.93	49.70	52.47	55.24	58.01	60.78	63.55	66.32	69.09		
57	280	60	145	45							260	90	85	100	39.76	41.84	45.44	48.21	50.98	53.75	56.52	59.29	62.06	64.83	67.60	70.37	73.14		
60	260	60	150	45							260	90	85	100	39.76	41.84	45.44	48.21	50.98	53.75	56.52	59.29	62.06	64.83	67.60	70.37	73.14		
60	310	65	150	45							270	90	85	100	39.76	41.84	45.44	48.21	50.98	53.75	56.52	59.29	62.06	64.83	67.60	70.37	73.14		
65	300	65	155	50							260	95	90	105	43.81	45.89	49.49	52.26	55.03	57.80	60.57	63.34	66.11	68.88	71.65	74.42	77.19		
65	330	70	155	50							290	95	90	105	43.81	45.89	49.49	52.26	55.03	57.80	60.57	63.34	66.11	68.88	71.65	74.42	77.19		
65	360	70	155	50							260	95	90	105	43.81	45.89	49.49	52.26	55.03	57.80	60.57	63.34	66.11	68.88	71.65	74.42	77.19		
70	340	70	175	50							270	95	90	105	43.81	45.89	49.49	52.26	55.03	57.80	60.57	63.34	66.11	68.88	71.65	74.42	77.19		
70	380	70	175	50							310	100	105	120	47.86	49.94	53.54	56.31	59.08	61.85	64.62	67.39	70.16	72.93	75.70	78.47	81.24		
70	420	75	175	50							310	100	105	120	47.86	49.94	53.54	56.31	59.08	61.85	64.62	67.39	70.16	72.93	75.70	78.47	81.24		
80	460	80	200	55							310	110	120	135	51.91	54.00	57.60	60.37	63.14	65.91	68.68	71.45	74.22	76.99	79.76	82.53	85.30		
80	490	80	200	55							340	110	120	135	51.91	54.00	57.60	60.37	63.14	65.91	68.68	71.45	74.22	76.99	79.76	82.53	85.30		
80	530	90	200	55							310	110	120	135	51.91	54.00	57.60	60.37	63.14	65.91	68.68	71.45	74.22	76.99	79.76	82.53	85.30		

DATOS				GEOMETRIA										ARMADURA					
DIAM cm	P ton	e cm	e _{ala} cm	a cm	b cm	c cm	c ₁ cm	f cm	g cm	l ₁ cm	l ₂ cm	d cm	h cm	2800 kg/cm ²		4200 kg/cm ²		RP ton	
														ASX cm ²	ASU cm ²	ASX cm ²	ASU cm ²		ASV cm ²
98	580	98	223	60							345	120	135	150	135.97		90.85		284
			270								390	120	160	175	143.45		98.76		296
98	440	93	223	60							345	120	135	150	146.61		97.77		312
			278								390	120	160	175	156.24	AS rep	104.16	AS rep	315
98	780	100	223	60							345	128	135	150	137.77		361		341
			278								390	128	168	175	168.22		103.18		363
100	720	100	230	65							380	130	150	165	157.82		111.35		363
			300								430	130	180	195	171.95		111.95		373
100	790	105	230	65							380	130	150	165	161.58		117.70		356
			300								430	130	180	195	181.26	AS rep	121.00	AS rep	366
100	840	110	230	65							380	138	150	165	151.16		127.44	AS rep	389
			310								470	138	180	195	174.68		129.78		419



T A B L A 9.42

CABEZALES DE 3 PILCIES

DATOS										GEOMETRIA				ARMADURA							
DIAM	P	σ_{dia}	a	b	c	c_1	f	s	l_1	l_2	d	h	AB ²	ABV	ABX	4200	R _p				
cm	ton	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	cm ²	kg/cm ²	ton				
42	180	50	103	35	20	40	90	145	90	70	85	7.98	3.32	AS rep	58	58					
42	225	55	103	35	20	40	90	145	90	70	85	8.34	3.70	AS rep	59	59					
42	225	55	103	35	20	40	90	145	90	70	85	9.43	6.29	AS rep	73	73					
50	270	60	123	40	25	45	110	165	110	85	100	10.20	6.80	AS rep	88	88					
50	330	70	130	40	25	45	110	165	110	85	100	11.71	7.88	AS rep	89	89					
50	330	70	130	40	25	45	110	165	110	85	100	12.48	8.32	AS rep	107	107					
52	380	65	130	40	25	50	110	180	130	102	120	14.17	9.43	AS rep	108	108					
52	345	70	130	40	25	50	110	180	130	102	120	15.31	8.34	AS rep	99	99					
55	330	70	140	45	25	50	120	190	130	100	115	13.74	9.16	AS rep	112	112					
55	390	75	145	45	25	50	120	190	130	100	115	15.13	9.51	AS rep	169	169					
57	360	70	145	45	25	50	125	195	135	105	120	17.07	10.89	AS rep	127	127					
57	420	75	145	45	25	50	125	195	135	105	120	18.41	11.48	AS rep	136	136					
60	390	75	180	45	25	50	130	200	130	105	120	18.45	12.30	AS rep	151	151					
60	465	80	180	45	25	50	130	200	130	105	120	20.67	13.78	AS rep	152	152					
65	450	80	165	50	30	55	145	225	145	115	130	19.64	12.78	AS rep	147	147					
65	495	80	165	50	30	55	145	225	145	115	130	20.95	13.97	AS rep	149	149					
65	540	85	165	50	30	55	145	225	145	115	130	22.97	15.31	AS rep	163	163					
65	540	85	165	50	30	55	145	225	145	115	130	22.01	14.67	AS rep	176	176					
70	510	85	175	50	30	60	150	235	150	130	135	24.34	16.21	AS rep	177	177					
70	570	90	175	50	30	60	150	235	150	130	135	25.94	17.43	AS rep	167	167					
70	630	95	175	50	30	60	150	235	150	130	135	27.18	18.67	AS rep	168	168					
80	690	100	200	55	30	65	175	260	175	140	155	28.69	19.12	AS rep	203	203					
80	735	100	200	55	30	65	175	260	175	140	155	30.32	21.54	AS rep	226	226					
80	825	105	200	55	30	65	175	260	175	140	155	33.19	22.69	AS rep	243	243					
80	825	105	200	55	30	65	175	260	175	140	155	35.19	22.69	AS rep	269	269					

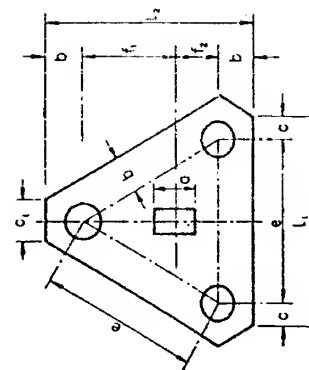


TABLA 9.42
CABEZALES DE 3 PILOTES
(continuación)

DATOS				GEOMETRIA												ARRADURA			
DIAH	P	a _{sis}	e	b	c	c ₁	f	g	l ₁	l ₂	d	h	ASx	ASy	2800 kg/cm ²	4200 kg/cm ²	ASx	ASy	Rp
cm	ton	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	cm ²	cm ²	cm ²	cm ²	ton
90	870	110	225	60	35	70	195	295	195	195	135	170	37.28		24.85		24.85		284
			270				335	340	235	185	200		41.43		27.62		27.62		298
90	960	115	270	60	35	70	195	295	195	195	135	170	40.63		26.60		26.60		314
			270				235	340	235	185	200		46.67	AS rep	29.78	AS rep	29.78	AS rep	319
90	1050	120	225	60	35	70	195	295	195	195	135	170	42.59		28.48		28.48		343
			270				235	340	235	185	200		47.76		31.84		31.84		367
100	1080	120	250	65	40	75	220	330	220	175	190	46.12		38.74		38.74		38.74	355
			300				260	360	260	210	225	38.94		32.19		32.19		32.19	369
100	1185	130	250	65	40	75	220	330	220	175	190	48.28		35.81		35.81		35.81	395
			300				260	360	260	210	225	53.81	AS rep	32.42	AS rep	32.42	AS rep	32.42	422
100	1290	130	250	65	40	75	220	330	220	175	190	52.42		34.95		34.95		34.95	442
			300				260	360	260	210	225	58.35		38.95		38.95		38.95	475

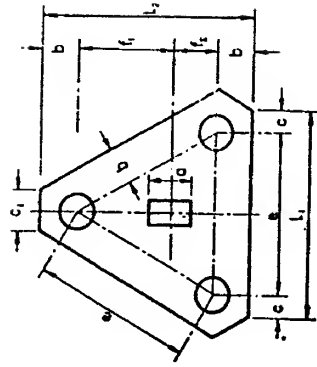
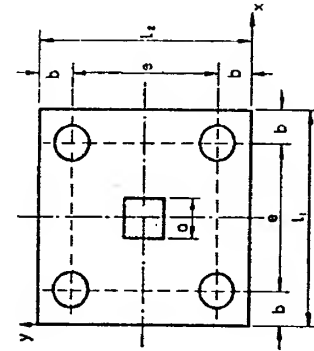


TABLA 9.43
CABEZALES DE 4 PILOTES

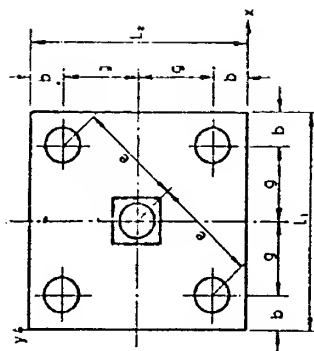
DATOS				GEOMETRIA												ARRADURA					
DIAH	P	a _{min}	e	b	c	c ₁	f	g	l ₁	l ₂	d	h	ASx	ASy	ASx	ASy	Rp				
cm	ton	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	cm ²	cm ²	ton				
42	240	60	105	35					180	180	90	105	35.23	35.23	23.49	23.49	59				
									300	200	105	120	38.79	38.79	25.86	25.86	68				
42	300	65	105	35					180	180	90	105	42.27	42.27	28.18	28.18	73				
									200	200	105	120	46.76	46.76	31.17	31.17	84				
50	360	70	125	40					205	205	105	120	54.23	54.23	36.22	36.22	89				
									230	230	125	140	62.33	62.33	41.55	41.55	100				
50	440	80	125	40					205	205	105	120	62.33	62.33	41.55	41.55	100				
									230	230	125	140	68.64	68.64	45.76	45.76	109				
52	400	75	130	40					210	210	110	125	57.97	57.97	39.46	39.46	99				
									240	240	130	145	64.72	64.72	43.15	43.15	100				
52	460	80	130	40					210	210	110	125	64.72	64.72	43.15	43.15	100				
									240	240	130	145	72.37	72.37	49.25	49.25	113				
55	440	80	140	45					225	225	120	135	64.86	64.86	48.23	48.23	112				
									250	250	140	155	70.55	70.55	53.26	53.26	109				
55	520	85	140	45					225	225	120	135	74.53	74.53	49.64	49.64	111				
									250	250	140	155	81.81	81.81	56.91	56.91	128				
57	480	80	145	45					230	230	120	135	74.11	74.11	49.40	49.40	108				
									260	260	140	155	86.10	86.10	60.36	60.36	119				
57	560	90	145	45					230	230	120	135	81.92	81.92	54.56	54.56	121				
									260	260	145	160	96.10	96.10	67.61	67.61	138				
60	520	85	150	45					240	240	125	140	79.93	79.93	52.68	52.68	129				
									270	270	150	165	89.79	89.79	57.19	57.19	152				
60	620	90	150	45					240	240	125	140	91.47	91.47	60.98	60.98	152				
									270	270	150	165	99.54	99.54	66.36	66.36	165				
65	600	90	165	50					260	260	140	155	91.31	91.31	60.88	60.88	158				
									290	290	165	180	98.66	98.66	65.77	65.77	152				
65	660	95	165	50					260	260	140	155	97.97	97.97	65.32	65.32	163				
									290	290	165	180	106.14	106.14	70.76	70.76	163				
65	720	100	165	50					260	260	140	155	104.27	104.27	69.51	69.51	178				
									290	290	165	180	113.31	113.31	75.54	75.54	181				
70	680	95	175	50					275	275	150	165	102.04	102.04	68.55	68.55	169				
									310	310	175	190	114.65	114.65	76.43	76.43	173				
70	760	100	175	50					275	275	150	165	112.17	112.17	74.78	74.78	188				
									310	310	175	190	125.33	125.33	83.55	83.55	192				
70	840	110	175	50					275	275	150	165	118.56	118.56	79.04	79.04	207				
									310	310	175	190	133.46	133.46	88.97	88.97	211				
80	920	110	200	55					310	310	170	185	139.95	139.95	93.30	93.30	230				
									350	350	200	215	155.17	155.17	103.45	103.45	235				
80	980	115	200	55					310	310	170	185	146.09	146.09	97.46	97.46	244				
									350	350	200	215	162.38	162.38	108.26	108.26	249				
80	1100	120	200	55					310	310	170	185	160.34	160.34	106.89	106.89	273				
									350	350	200	215	178.53	178.53	119.02	119.02	278				
90	1160	125	225	60					345	345	190	205	177.67	177.67	118.45	118.45	291				
									370	370	230	245	192.39	192.39	128.26	128.26	299				
90	1280	130	225	60					345	345	190	205	192.12	192.12	128.08	128.08	319				
									370	370	230	245	208.26	208.26	138.84	138.84	327				
90	1400	140	225	60					345	345	190	205	202.77	202.77	135.18	135.18	348				
									370	370	230	245	220.93	220.93	147.28	147.28	356				



T A B L A 9.44

CABEZALES DE 5 PILOTES

DATOS										GEOMETRIA										ANÁLISIS									
DIAM	P	ton	cm	e	cm	a	cm	b	cm	c	cm	d	cm	h	2800 kg/cm ²		4200 kg/cm ²		RF	ton									
															ASX	ASV	ASX	ASV											
42	300	65	105	35	75	220	220	125	140	23.48	23.48	13.79	13.79	57															
42	300	65	125	35	90	250	250	150	165	25.18	25.18	16.79	16.79	57															
42	375	70	105	35	75	220	220	125	140	28.58	28.58	19.05	19.05	71															
42	375	70	125	35	98	250	250	150	165	30.63	30.63	20.42	20.42	71															
50	450	80	125	40	90	240	240	150	165	34.71	34.71	23.14	23.14	84															
50	450	80	150	40	105	290	290	180	195	37.43	37.43	24.96	24.96	86															
50	550	90	130	40	90	240	240	150	165	39.92	39.92	26.61	26.61	105															
50	550	90	150	40	105	290	290	180	195	43.67	43.67	29.11	29.11	105															
52	500	80	130	40	90	245	245	155	170	39.51	39.51	26.34	26.34	95															
52	575	90	130	40	110	300	300	185	200	42.31	42.31	28.20	28.20	95															
52	575	90	150	40	90	245	245	155	170	42.91	42.91	28.61	28.61	110															
55	550	90	140	45	110	300	300	185	200	46.53	46.53	31.02	31.02	110															
55	550	90	165	45	120	320	320	195	210	46.07	46.07	30.71	30.71	105															
55	650	95	140	45	100	285	285	170	185	48.13	48.13	32.09	32.09	124															
55	650	95	165	45	120	320	320	195	210	53.31	53.31	35.74	35.74	124															
57	600	90	145	45	105	290	290	175	190	46.66	46.66	31.11	31.11	114															
57	700	100	145	45	120	330	330	200	215	51.04	51.04	34.03	34.03	134															
57	700	100	165	45	105	290	290	175	190	51.72	51.72	34.48	34.48	134															
60	650	95	150	45	120	330	330	200	215	57.17	57.17	38.11	38.11	134															
60	650	95	175	45	105	300	300	180	195	50.38	50.38	33.58	33.58	124															
64	775	105	160	45	130	345	345	215	230	54.53	54.53	36.35	36.35	124															
64	775	105	185	45	105	300	300	180	195	57.13	57.13	38.09	38.09	148															
65	750	100	165	50	130	355	355	215	230	62.52	62.52	41.70	41.70	148															
65	825	105	165	50	120	330	330	195	210	60.20	60.20	40.13	40.13	143															
65	825	105	185	50	120	330	330	195	210	64.78	64.78	43.19	43.19	143															
65	825	105	195	50	120	330	330	195	210	69.57	69.57	46.38	46.38	157															
65	900	110	165	50	140	370	370	195	210	67.09	67.09	46.86	46.86	171															
65	900	110	185	50	120	330	330	195	210	74.56	74.56	49.71	49.71	171															
70	850	110	175	50	150	400	400	210	225	66.11	66.11	44.87	44.87	162															
70	850	110	195	50	130	360	360	200	215	71.73	71.73	47.82	47.82	162															
70	950	115	175	50	125	350	350	210	225	72.54	72.54	48.23	48.23	181															
70	950	115	195	50	150	400	400	210	225	78.98	78.98	52.58	52.58	181															
70	1050	120	175	50	125	350	350	210	225	75.98	75.98	52.17	52.17	208															
70	1050	120	195	50	150	400	400	210	225	85.73	85.73	57.17	57.17	208															
80	1150	125	200	55	140	395	395	240	255	89.47	89.47	59.78	59.78	219															
80	1150	125	220	55	170	450	450	250	265	97.49	97.49	64.99	64.99	219															
80	1225	130	200	55	140	395	395	240	255	93.78	93.78	62.52	62.52	233															
80	1225	130	220	55	170	450	450	250	265	102.38	102.38	68.25	68.25	233															
80	1375	140	200	55	140	395	395	240	255	91.36	91.36	67.57	67.57	262															
80	1375	140	220	55	170	450	450	250	265	111.63	111.63	74.42	74.42	262															



T A B L A 9.45

CABEZALES	DE	6	PILOTES
-----------	----	---	---------

DATOS				GEOMETRIA										ARNADURA								
DIAM	P	ϕ_{in}	e	a	b	c	c ₁	f	g	h	i	j	d	h	AS _x	AS _y	2000 kg/cm ²	4:00 kg/cm ²	AS _x	AS _y	R _p	t _{con}
cm	ton	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	cm ²	cm ²	cm ²	cm ²	cm	ton
42	360	70	105	35	20	40	90	90	145	250	125	140	72.24	62.54	48.6	48.6	48.6	48.6	48.6	48.6	72	69
42	450	80	125	35	20	40	90	110	165	290	150	165	73.58	65.75	49.68	49.68	49.68	49.68	49.68	49.68	72	74
42	450	80	125	35	20	40	90	110	165	290	150	165	89.39	77.41	59.59	59.59	59.59	59.59	59.59	59.59	72	74
52	540	85	125	40	25	45	110	110	175	300	165	185	98.29	78.45	68.38	68.38	68.38	68.38	68.38	68.38	72	74
52	600	90	130	40	25	45	110	130	200	340	180	195	111.69	93.73	74.44	74.44	74.44	74.44	74.44	74.44	90	84
52	600	90	130	40	25	50	115	130	200	340	180	195	130.97	113.42	87.31	87.31	87.31	87.31	87.31	87.31	90	84
52	690	100	130	40	25	50	115	135	205	350	185	200	124.45	107.77	82.94	82.94	82.94	82.94	82.94	82.94	104	94
55	660	95	140	45	25	50	120	135	205	350	185	200	142.38	123.81	94.36	94.36	94.36	94.36	94.36	94.36	112	102
55	780	105	145	45	25	50	120	145	215	375	195	210	153.82	133.22	102.35	102.35	102.35	102.35	102.35	102.35	112	102
57	720	102	145	45	25	50	125	145	215	375	195	210	161.85	140.17	107.90	107.90	107.90	107.90	107.90	107.90	112	102
57	840	110	145	45	25	50	125	150	220	390	200	215	151.91	131.56	101.27	101.27	101.27	101.27	101.27	101.27	125	114
60	780	105	150	45	25	50	130	150	220	390	200	215	166.71	144.38	111.14	111.14	111.14	111.14	111.14	111.14	125	114
60	930	110	160	45	25	50	130	160	220	390	200	215	175.84	151.57	116.69	116.69	116.69	116.69	116.69	116.69	144	132
65	900	110	165	50	30	55	145	165	230	400	215	230	166.04	161.12	124.03	124.03	124.03	124.03	124.03	124.03	154	144
65	990	115	165	50	30	55	145	170	235	435	230	245	157.04	136.08	104.69	104.69	104.69	104.69	104.69	104.69	132	122
65	990	115	165	50	30	55	175	175	225	385	195	210	163.31	176.07	135.54	135.54	135.54	135.54	135.54	135.54	159	149
65	1080	120	165	50	30	55	145	175	235	435	230	245	210.58	182.20	140.25	140.25	140.25	140.25	140.25	140.25	174	164
65	1080	120	165	50	30	55	145	175	235	435	230	245	228.58	191.02	147.05	147.05	147.05	147.05	147.05	147.05	182	172
70	1020	120	170	50	30	60	150	150	240	450	240	255	252.68	197.18	151.79	151.79	151.79	151.79	151.79	151.79	192	182
70	1020	120	170	50	30	60	180	180	270	460	240	255	268.12	180.23	138.74	138.74	138.74	138.74	138.74	138.74	175	165
70	1140	125	170	50	30	60	150	150	235	400	210	225	218.38	199.17	145.58	145.58	145.58	145.58	145.58	145.58	192	182
70	1260	130	175	50	30	60	150	150	270	460	240	255	268.77	199.87	145.86	145.86	145.86	145.86	145.86	145.86	194	184
70	1260	130	175	50	30	60	180	180	270	460	240	255	268.77	199.87	145.86	145.86	145.86	145.86	145.86	145.86	194	184
70	1260	130	175	50	30	60	150	150	270	460	240	255	268.77	199.87	145.86	145.86	145.86	145.86	145.86	145.86	194	184
70	1260	130	175	50	30	60	150	150	270	460	240	255	268.77	199.87	145.86	145.86	145.86	145.86	145.86	145.86	194	184
70	1260	130	175	50	30	60	150	150	270	460	240	255	268.77	199.87	145.86	145.86	145.86	145.86	145.86	145.86	194	184
70	1260	130	175	50	30	60	150	150	270	460	240	255	268.77	199.87	145.86	145.86	145.86	145.86	145.86	145.86	194	184
70	1260	130	175	50	30	60	150	150	270	460	240	255	268.77	199.87	145.86	145.86	145.86	145.86	145.86	145.86	194	184
70	1260	130	175	50	30	60	150	150	270	460	240	255	268.77	199.87	145.86	145.86	145.86	145.86	145.86	145.86	194	184
70	1260	130	175	50	30	60	150	150	270	460	240	255	268.77	199.87	145.86	145.86	145.86	145.86	145.86	145.86	194	184
70	1260	130	175	50	30	60	150	150	270	460	240	255	268.77	199.87	145.86	145.86	145.86	145.86	145.86	145.86	194	184
70	1260	130	175	50	30	60	150	150	270	460	240	255	268.77	199.87	145.86	145.86	145.86	145.86	145.86	145.86	194	184
70	1260	130	175	50	30	60	150	150	270	460	240	255	268.77	199.87	145.86	145.86	145.86	145.86	145.86	145.86	194	184
70	1260	130	175	50	30	60	150	150	270	460	240	255	268.77	199.87	145.86	145.86	145.86	145.86	145.86	145.86	194	184
70	1260	130	175	50	30	60	150	150	270	460	240	255	268.77	199.87	145.86	145.86	145.86	145.86	145.86	145.86	194	184
70	1260	130	175	50	30	60	150	150	270	460	240	255	268.77	199.87	145.86	145.86	145.86	145.86	145.86	145.86	194	184
70	1260	130	175	50	30	60	150	150	270	460	240	255	268.77	199.87	145.86	145.86	145.86	145.86	145.86	145.86	194	184
70	1260	130	175	50	30	60	150	150	270	460	240	255	268.77	199.87	145.86	145.86	145.86	145.86	145.86	145.86	194	184
70	1260	130	175	50	30	60	150	150	270	460	240	255	268.77	199.87	145.86	145.86	145.86	145.86	145.86	145.86	194	184
70	1260	130	175	50	30	60	150	150	270	460	240	255	268.77	199.87	145.86	145.86	145.86	145.86	145.86	145.86	194	184
70	1260	130	175	50	30	60	150	150	270	460	240	255	268.77	199.87	145.86	145.86	145.86	145.86	145.86	145.86	194	184
70	1260	130	175	50	30	60	150	150	270	460	240	255	268.77	199.87	145.86	145.86	145.86	145.86	145.86	145.86	194	184
70	1260	130	175	50	30	60	150	150	270	460	240	255	268.77	199.87	145.86	145.86	145.86	145.86	145.86	145.86	194	184
70	1260	130	175	50	30	60	150	150	270	460	240	255	268.77	199.87	145.86	145.86	145.86	145.86	145.86	145.86	194	184
70	1260	130	175	50	30	60	150	150	270	460	240	255	268.77	199.87	145.86	145.86	145.86	145.86	145.86	145.86	194	184
70	1260	130	175	50	30	60	150	150	270	460	240	255	268.77	199.87	145.86	145.86	145.86	145.86	145.86	145.86	194	184
70	1260	130	175	50	30	60	150	150	270	460	240	255	268.77	199.87	145.86	145.86	145.86	145.86	145.86	145.86	194	184
70	1260	130	175	50	30	60	150	150	270	460	240	255	268.77	199.87	145.86	145.86	145.86	145.86	145.86	145.86	194	184
70	1260	130	175	50	30	60	150	150	270	460	240	255	268.77	199.87	145.86	145.86	145.86	145.86	145.86	145.86	194	184
70	1260	130	175	50	30	60	150	150	270	460	240	255	268.77	199.87	145.86	145.86	145.86	145.86	145.86	145.86	194	184
70	1260	130	175	50	30	60	150	150	270	460	240	255	268.77	199.87	145.86	145.86	145.86	145.86	145.86	145.86	194	184
70	1260	130	175	50	30	60	150	150	270	460	240	255	268.77	199.87	145.86	145.86	145.86	145.86	145.86	145.86	194	184
70	1260	130	175	50	30	60	150	150	270	460	240	255	268.77	199.87	145.86	145.86	145.86	145.86	145.86	145.86	194	184
70	1260	130	175	50	30	60	150	150	270	460	240	255	268.77	199.87	145.86	145.86	145.86	145.86	145.86	145.86	194	184
70	1260	130	175	50	30	60	150	150	270	460	240	255	268.77	199.87	145.86	145.86	145.86	145.86	145.86	145.86	194	184
70	1260	130	175	50	30	60	150	150	270	460	240	255	268.77	199.87	145.86	145.86	145.86	145.86	145.86	145.86	194	184
70	1260	130	175	50	30	60	150	150	270	460	240	255	268.77	199.87	145.86	145.86	145.86	145.86	145.86	145.86	194	184
70	1260	130	175	50	30	60	150	150	270	460	240	255	268.77	199.87	145.86	145.86	145.86	1				

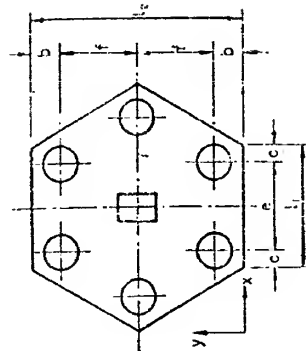


TABLA 9.46
CABEZALES DE 6 PILOTES

DATOS			GEOMETRIA										ARRADURA				Rp	ton		
DIAM	P	a _{min}	e	b	c	c ₁	f	g	h	i	l	l ₂	d	h	ABX	ASX	ABX	ASX	ABX	ASX
cm	ton	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	cm ²	cm ²	cm ²	cm ²
42	360	70	185	35							280	180	140	155	64.37	48.43	43.05	32.29	60	60
42	450	80	185	35							320	200	165	180	66.93	50.12	44.55	33.41	62	62
42	450	80	185	35							320	200	165	180	79.98	59.91	53.25	39.94	75	75
50	540	85	125	40							330	205	165	180	82.29	61.72	54.86	41.15	76	76
50	540	85	125	40							330	205	165	180	98.04	73.33	65.36	49.02	91	91
50	660	95	150	40							380	230	200	215	99.89	74.92	66.59	49.95	93	93
52	600	90	130	40							380	230	200	215	118.65	88.99	79.18	59.33	110	110
52	690	100	130	40							380	230	200	215	120.36	90.22	80.28	60.15	112	112
53	660	95	140	45							340	210	175	190	106.63	80.12	71.22	53.41	101	101
55	780	105	140	45							340	210	175	190	111.77	83.93	74.51	55.88	103	103
55	780	105	140	45							340	210	175	190	121.99	91.49	81.33	60.99	115	115
57	720	100	145	45							350	220	185	200	127.20	90.27	84.88	63.68	118	118
57	720	100	145	45							350	220	185	200	127.20	90.27	84.88	63.68	118	118
57	840	110	170	45							365	235	185	200	127.20	90.27	84.88	63.68	118	118
57	840	110	170	45							365	235	185	200	127.20	90.27	84.88	63.68	118	118
60	780	105	150	45							365	235	185	200	127.20	90.27	84.88	63.68	118	118
60	780	105	150	45							365	235	185	200	127.20	90.27	84.88	63.68	118	118
60	930	110	180	45							415	250	200	235	140.95	105.71	93.97	70.48	138	138
60	930	110	180	45							415	250	200	235	140.95	105.71	93.97	70.48	138	138
65	900	110	180	50							415	250	200	235	140.95	105.71	93.97	70.48	138	138
65	900	110	180	50							415	250	200	235	140.95	105.71	93.97	70.48	138	138
65	990	115	165	50							430	260	215	240	134.94	101.21	89.76	67.47	125	125
65	990	115	165	50							430	260	215	240	134.94	101.21	89.76	67.47	125	125
65	1080	120	165	50							430	260	215	240	149.43	112.08	98.62	74.72	141	141
65	1080	120	165	50							430	260	215	240	149.43	112.08	98.62	74.72	141	141
65	1080	120	165	50							430	260	215	240	153.50	116.62	103.67	77.75	144	144
65	1080	120	165	50							430	260	215	240	153.50	116.62	103.67	77.75	144	144
65	1080	120	165	50							430	260	215	240	153.50	116.62	103.67	77.75	144	144
65	1080	120	165	50							430	260	215	240	153.50	116.62	103.67	77.75	144	144
65	1080	120	165	50							430	260	215	240	153.50	116.62	103.67	77.75	144	144
65	1080	120	165	50							430	260	215	240	153.50	116.62	103.67	77.75	144	144
65	1080	120	165	50							430	260	215	240	153.50	116.62	103.67	77.75	144	144
65	1080	120	165	50							430	260	215	240	153.50	116.62	103.67	77.75	144	144
65	1080	120	165	50							430	260	215	240	153.50	116.62	103.67	77.75	144	144
65	1080	120	165	50							430	260	215	240	153.50	116.62	103.67	77.75	144	144
65	1080	120	165	50							430	260	215	240	153.50	116.62	103.67	77.75	144	144
65	1080	120	165	50							430	260	215	240	153.50	116.62	103.67	77.75	144	144
65	1080	120	165	50							430	260	215	240	153.50	116.62	103.67	77.75	144	144
65	1080	120	165	50							430	260	215	240	153.50	116.62	103.67	77.75	144	144
65	1080	120	165	50							430	260	215	240	153.50	116.62	103.67	77.75	144	144
65	1080	120	165	50							430	260	215	240	153.50	116.62	103.67	77.75	144	144
65	1080	120	165	50							430	260	215	240	153.50	116.62	103.67	77.75	144	144
65	1080	120	165	50							430	260	215	240	153.50	116.62	103.67	77.75	144	144
65	1080	120	165	50							430	260	215	240	153.50	116.62	103.67	77.75	144	144
65	1080	120	165	50							430	260	215	240	153.50	116.62	103.67	77.75	144	144
65	1080	120	165	50							430	260	215	240	153.50	116.62	103.67	77.75	144	144
65	1080	120	165	50							430	260	215	240	153.50	116.62	103.67	77.75	144	144
65	1080	120	165	50							430	260	215	240	153.50	116.62	103.67	77.75	144	144
65	1080	120	165	50							430	260	215	240	153.50	116.62	103.67	77.75	144	144
65	1080	120	165	50							430	260	215	240	153.50	116.62	103.67	77.75	144	144
65	1080	120	165	50							430	260	215	240	153.50	116.62	103.67	77.75	144	144
65	1080	120	165	50							430	260	215	240	153.50	116.62	103.67	77.75	144	144
65	1080	120	165	50							430	260	215	240	153.50	116.62	103.67	77.75	144	144
65	1080	120	165	50							430	260	215	240	153.50	116.62	103.67	77.75	144	144
65	1080	120	165	50							430	260	215	240	153.50	116.62	103.67	77.75	144	144
65	1080	120	165	50							430	260	215	240	153.50	116.62	103.67	77.75	144	144
65	1080	120	165	50							430	260	215	240	153.50	116.62	103.67	77.75	144	144
65	1080	120	165	50							430	260	215	240	153.50	116.62	103.67	77.75	144	144
65	1080	120	165	50							430	260	215	240	153.50	116.62	103.67	77.75	144	144
65	1080	120	165	50							430	260	215	240	153.50	116.62	103.67	77.75	144	144
65	1080	120	165	50							430	260	215	240	153.50	116.62	103.67	77.75	144	144
65	1080	120	165	50							430	260	215	240	153.50	116.62	103.67	77.75	144	144
65	1080	120	165	50							430	260	215	240	153.50	116.62	103.67	77.75	144	144
65	1080	120	165	50							430	260	215	240	153.50	116.62	103.67	77.75	144	144
65	1080	120	165	50							430	260	215	240	153.50	116.62	103.67	77.75	144	144
65	1080	120	165	50							430	260	215	240	153.50	116.62	103.67	77.75	144	144
65	1080	120	165	50							430	260	215	240	153.50	116.62	103.67	77.75	144	144
65	1080	120	165	50							430	260	215	240	153.50	116.62	103.67	77.75	144	144
65	1080	120	165	50							430	260	215	240	153.50	116.62	103.67	77.75	144	144
65	1080	120	165	50							430	260	215	240	153.50	116.62	103.67	77.75	144	144
65	1080	120	165	50							430	260	215	240	153.50	116.62	103.67	77.75	144	144
65	1080	120	165	50							430	260	215	240	153.50	116.62	103.67	77.75	144	144
65	1080	120	165	50							430	260	215	240	153.50	116.62	103.67	77.75	144	144
65	1080	120	165	50							430	260	215	240	153.50	116.62	103.67	77.75	144	144
65	1080	120	165	50							430	260	215	240	153.50	116.62	103.67	77.75	144	144
65	1080	120	165	50							430	260	215	240	153.50	116.62	103.67	77.75	144	144
65	1080	120	165	50							430	260	215	240	153.5					

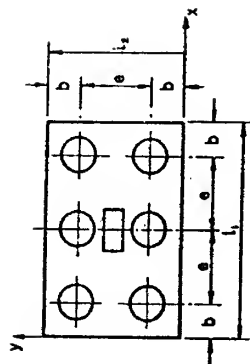


TABLA 9.47
CABEZALES DE 7 PILOTES

DATOS			GEOMETRIA														ARRADURA				Rp	ton
DIAM	P	a _{min}	e	b	c	c ₁	f	g	h	i	j	k	d	h	ASX	ASX	ASX	ASX	ASX	ASX	ASX	ASX
cm	ton	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	cm ²	cm ²	cm ²	cm ²	cm ²	cm ²
42	420		185	35	20	40	90			145	250	155	140	140	71.72	62.11	62.11	47.81	41.41	41.41	60	60
42	525		185	35	20	40	90			165	290	165	165	165	72.79	63.04	48.33	42.03	61	61	62	62
50	630		125	40	25	45	110			165	320	180	165	165	80.86	76.96	59.24	51.30	74	74	75	75
50	770		150	40	25	45	110			175	360	190	175	175	89.88	77.77	59.87	51.84	75	75	76	76
52	780		130	40	25	50	115			180	380	190	180	180	107.40	93.81	71.60	62.01	90	90	91	91
52	805		130	40	25	50	115			180	380	190	180	180	110.31	95.33	73.54	63.69	93	93	94	94
55	770		140	45	25	50	120			190	400	200	190	190	130.08	112.65	86.72	75.10	109	109	110	110
55	910		140	45	25	50	120			190	400	200	190	190	132.59	115.17	88.66	76.78	112	112	113	113
57	840		160	45	25	50	125			205	430	215	205	205	119.99	103.91	78.99	69.28	100	100	101	101
57	960		160	45	25	50	125			205	430	215	205	205	122.95	106.48	81.97	70.99	103	103	104	104
60	910		150	45	25	50	130			180	310	180	180	180	137.11	118.74	91.40	79.16	114	114	115	115
60	1085		150	45	25	50	130			205	430	215	205	205	150.05	121.22	93.37	80.86	117	117	118	118
65	1050		165	50	30	55	145			190	335	195	190	190	130.25	112.80	86.63	75.20	111	111	112	112
65	1135		165	50	30	55	145			215	375	195	210	210	152.09	118.72	91.59	79.15	113	113	114	114
65	1250		165	50	30	55	145			215	375	195	210	210	162.66	132.28	101.77	88.14	130	130	131	131
65	1250		165	50	30	55	145			215	375	195	210	210	162.66	132.28	101.77	88.14	130	130	131	131
65	1250		165	50	30	55	145			215	375	195	210	210	162.66	132.28	101.77	88.14	130	130	131	131
65	1250		165	50	30	55	145			215	375	195	210	210	162.66	132.28	101.77	88.14	130	130	131	131
65	1250		165	50	30	55	145			215	375	195	210	210	162.66	132.28	101.77	88.14	130	130	131	131
65	1250		165	50	30	55	145			215	375	195	210	210	162.66	132.28	101.77	88.14	130	130	131	131
65	1250		165	50	30	55	145			215	375	195	210	210	162.66	132.28	101.77	88.14	130	130	131	131
65	1250		165	50	30	55	145			215	375	195	210	210	162.66	132.28	101.77	88.14	130	130	131	131
65	1250		165	50	30	55	145			215	375	195	210	210	162.66	132.28	101.77	88.14	130	130	131	131
65	1250		165	50	30	55	145			215	375	195	210	210	162.66	132.28	101.77	88.14	130	130	131	131
65	1250		165	50	30	55	145			215	375	195	210	210	162.66	132.28	101.77	88.14	130	130	131	131
65	1250		165	50	30	55	145			215	375	195	210	210	162.66	132.28	101.77	88.14	130	130	131	131
65	1250		165	50	30	55	145			215	375	195	210	210	162.66	132.28	101.77	88.14	130	130	131	131
65	1250		165	50	30	55	145			215	375	195	210	210	162.66	132.28	101.77	88.14	130	130	131	131
65	1250		165	50	30	55	145			215	375	195	210	210	162.66	132.28	101.77	88.14	130	130	131	131
65	1250		165	50	30	55	145			215	375	195	210	210	162.66	132.28	101.77	88.14	130	130	131	131
65	1250		165	50	30	55	145			215	375	195	210	210	162.66	132.28	101.77	88.14	130	130	131	131
65	1250		165	50	30	55	145			215	375	195	210	210	162.66	132.28	101.77	88.14	130	130	131	131
65	1250		165	50	30	55	145			215	375	195	210	210	162.66	132.28	101.77	88.14	130	130	131	131
65	1250		165	50	30	55	145			215	375	195	210	210	162.66	132.28	101.77	88.14	130	130	131	131
65	1250		165	50	30	55	145			215	375	195	210	210	162.66	132.28	101.77	88.14	130	130	131	131
65	1250		165	50	30	55	145			215	375	195	210	210	162.66	132.28	101.77	88.14	130	130	131	131
65	1250		165	50	30	55	145			215	375	195	210	210	162.66	132.28	101.77	88.14	130	130	131	131
65	1250		165	50	30	55	145			215	375	195	210	210	162.66	132.28	101.77	88.14	130	130	131	131
65	1250		165	50	30	55	145			215	375	195	210	210	162.66	132.28	101.77	88.14	130	130	131	131
65	1250		165	50	30	55	145			215	375	195	210	210	162.66	132.28	101.77	88.14	130	130	131	131
65	1250		165	50	30	55	145			215	375	195	210	210	162.66	132.28	101.77	88.14	130	130	131	131
65	1250		165	50	30	55	145			215	375	195	210	210	162.66	132.28	101.77	88.14	130	130	131	131
65	1250		165	50	30	55	145			215	375	195	210	210	162.66	132.28	101.77	88.14	130	130	131	131
65	1250		165	50	30	55	145			215	375	195	210	210	162.66	132.28	101.77	88.14	130	130	131	131
65	1250		165	50	30	55	145			215	375	195	210	210	162.66	132.28	101.77	88.14	130	130	131	131
65	1250		165	50	30	55	145			215	375	195	210	210	162.66	132.28	101.77	88.14	130	130	131	131
65	1250		165	50	30	55	145			215	375	195	210	210	162.66	132.28	101.77	88.14	130	130	131	131
65	1250		165	50	30	55	145			215	375	195	210	210	162.66	132.28	101.77	88.14	130	130	131	131
65	1250		165	50	30	55	145			215	375	195	210	210	162.66	132.28	101.77	88.14	130	130	131	131
65	1250		165	50	30	55	145			215	375	195	210	210	162.66	132.28	101.77	88.14	130	130	131	131
65	1250		165	50	30	55	145			215	375	195	210	210	162.66	132.28	101.77	88.14	130	130	131	131
65	1250		165	50	30	55	145			215	375	195	210	210	162.66	132.28	101.77	88.14	130	130	131	131
65	1250		165	50	30	55	145			215	375	195	210	210	162.66	132.28	101.77	88.14	130	130	131	131
65	1250		165	50	30	55	145			215	375	195	210	210	162.66	132.28	101.77	88.14	130	130	131	131
65	1250		165	50	30	55	145			215	375	195	210	210	162.66	132.28	101.77	88.14	130	130	131	131
65	1250		165	50	30	55	145			215	375	195	210	210	162.66	132.28	101.77	88.14	130	130	131	131
65	1250		165	50	30	55	145			215	375	195	210	210	162.66	132.28	101.77	88.14	130	130	131	131
65	1250		165	50	30	55	145			215	375	195	210	210	162.66	132.28	101.77	88.14	130	130	131	131
65	1250		165	50	30	55	145			215	375	195	210	210	162.66	132.28	101.77	88.14	130	130	131	131
65	1250		165	50	30	55	145			215	375	195	210	210	162.66	132.28	101.77	88.14	130	130	131	131
65	1250		165	50	30	55	145			215	375	195	210	210	162.66	132.28	101.77	88.14	130	130	131	131
65	1250		165	50	30	55	145			215	375	195	210	210	162.66	132.28	101.77	88.14	130	130	131	131
65	1250		165	50	30	55	145			215	375	195	210	210	162.66	132.28	101.77	88.14	130	130	131	131
65	1250		165	50	30	55	145			215	375	195	210	210	162.66	132.28	101.77	88.14	130	130	131	131
65	1250		165	50	30	55	145			215	375	195	210	210	162.66	132.28	101.77	88.14	130	130	131	131
65	1250		165	50	30	55	145			215	375	1										

TABLA 9.48
CABEZALES DE 8 PILOTES

DATOS				GEOMETRIA										ARMADURA			
DIAM	P	a _{min}	e	b	c	c ₁	f	g	h ₁	h ₂	d	h	ASx	ASy	ASx	ASy	R _p
cm	ton	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	cm ²	cm ²	ton
42	480	183	35	35			90	280	235	165	180	69.32	72.04	46.21	46.02	46.02	61
		123					110	320	290	195	210	72.10	74.93	48.07	49.95	49.95	63
42	600	183	35	35			90	280	235	165	180	85.55	88.91	57.03	59.27	59.27	75
		123					110	320	290	195	210	88.46	91.93	58.97	61.28	61.28	77
50	720	183	40	40			110	330	300	195	210	105.26	109.38	70.17	72.92	72.92	92
		123					130	380	340	235	250	108.74	113.01	72.50	75.34	75.34	95
50	800	183	40	40			110	330	300	195	210	127.06	132.04	84.71	88.03	88.03	111
		123					130	380	340	235	250	130.43	135.37	86.97	90.38	90.38	114
52	800	155	40	40			115	340	310	205	220	115.73	120.27	77.15	80.18	80.18	102
		123					135	390	350	245	260	119.62	124.32	79.75	82.88	82.88	106
52	920	155	40	40			115	340	310	205	220	131.90	137.08	87.94	91.38	91.38	116
		123					135	390	350	245	260	135.76	141.02	90.21	93.86	93.86	120
55	800	165	45	45			120	350	320	210	235	128.70	133.75	85.00	89.16	89.16	113
		123					140	415	370	250	275	133.08	138.30	88.72	92.20	92.20	117
55	1040	165	45	45			120	350	320	210	235	150.34	156.24	100.23	104.16	104.16	132
		123					140	415	370	250	275	155.76	162.12	102.41	107.13	107.13	136
57	960	165	45	45			125	360	330	245	265	139.35	144.82	92.90	96.35	96.35	124
		123					145	430	380	270	285	144.20	149.86	96.14	99.91	99.91	128
57	1120	165	45	45			125	360	330	245	265	160.79	167.10	107.20	111.40	111.40	143
		123					145	430	380	270	285	165.76	172.12	109.41	114.24	114.24	147
60	1040	180	45	45			130	390	350	235	250	157.91	164.18	105.27	109.40	109.40	134
		123					150	450	400	265	280	179.93	186.99	119.95	124.66	124.66	148
60	1240	180	45	45			130	390	350	235	250	184.78	192.01	123.17	128.08	128.08	154
		123					150	450	400	265	280						

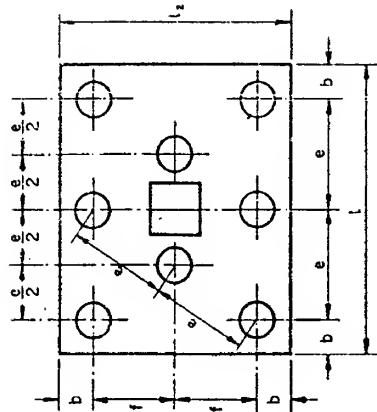


TABLA 9.49
CABEZALES DE 9 PILOTES

DATOS				GEOMETRIA										ARMADURA					
DIAM	P	a _{min}	e	b	c	c ₁	f	g	h ₁	h ₂	d	h	ASx	ASy	ASx	ASy	R _p		
cm	ton	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	cm ²	cm ²	ton		
42	540	183		35			90	75	230	230	175	190	34.18	34.18	36.12	36.12	60		
		123					110	90	250	250	210	225	34.92	34.92	36.61	36.61	61		
42	675	183		35			90	75	230	230	175	190	67.17	67.17	44.78	44.78	74		
		123					110	90	250	250	210	225	67.81	67.81	45.20	45.20	75		
50	810	183		40			90	268	268	210	225		80.97	80.97	53.98	53.98	90		
		130					105	290	290	230	265		83.33	83.33	55.35	55.35	92		
50	990	183		40			90	268	268	210	225		98.15	98.15	65.43	65.43	109		
		130					105	292	292	230	265		100.63	100.63	67.10	67.10	111		
52	900	155		40			90	268	268	220	235		89.07	89.07	59.38	59.38	99		
		135					110	300	300	260	275		91.99	91.99	61.33	61.33	102		
52	1035	155		40			90	268	268	260	235		101.86	101.86	67.90	67.90	114		
		135					110	302	302	260	275		104.90	104.90	69.93	69.93	116		
55	990	165		45			100	285	285	235	250		99.46	99.46	66.30	66.30	110		
		145					120	325	325	280	235		100.96	100.96	67.31	67.31	113		
55	1170	165		45			100	285	285	235	250		116.65	116.65	77.77	77.77	129		
		145					120	325	325	280	235		117.97	117.97	78.65	78.65	132		
57	1080	165		45			105	300	300	245	260		108.08	108.08	72.06	72.06	121		
		170					120	330	330	285	260		111.17	111.17	74.11	74.11	123		
57	1260	165		45			105	300	300	245	260		125.16	125.16	83.44	83.44	140		
		178					120	330	330	285	260		125.16	125.16	83.44	83.44	140		

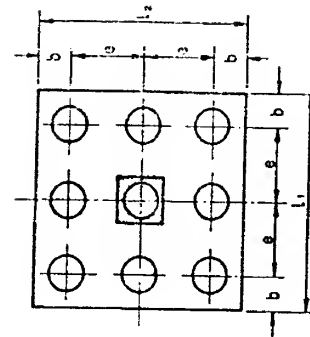
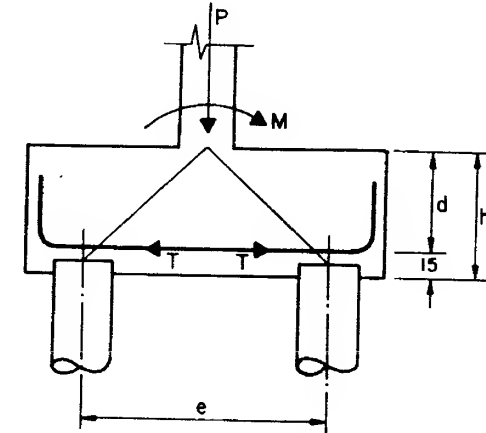
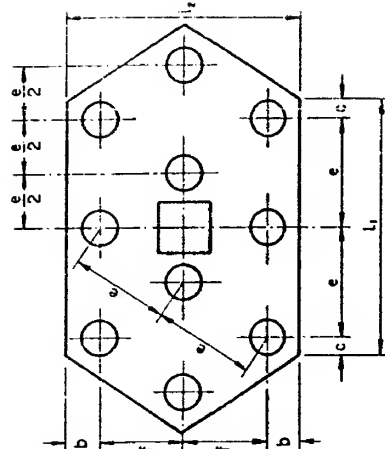




TABLA 9.50
CABEZALES DE 10 PILOTES

DATOS		GEOMETRIA										ARMADURA					
		e	b	c	c ₁	f	g	i ₁	i ₂	d	h	2800 kg/cm ²	4200 kg/cm ²	AS _x	AS _y	AS _x	AS _y
DIAM	P	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	cm ²	cm ²	cm ²	cm ²
42	600	193	35	20	40	90	750	250	165	180	180	108.81	68.80	72.54	45.34	60	60
42	750	125	35	20	40	90	290	290	195	210	210	112.42	78.26	74.95	46.84	71	71
50	900	125	40	25	45	110	290	290	195	210	210	138.58	86.42	89.85	56.16	74	74
50	1100	125	40	25	45	130	350	340	235	250	250	165.27	103.31	118.30	69.87	93	93
52	1000	130	40	25	50	115	310	310	285	230	230	181.75	113.59	121.17	75.73	100	100
52	1150	135	40	25	50	135	360	350	245	260	260	186.36	116.48	124.24	77.45	103	103
55	1100	135	45	25	50	135	310	310	285	230	230	207.63	129.77	138.42	84.51	115	115
55	1300	165	45	25	50	145	330	325	220	235	235	201.47	125.92	134.32	83.93	117	117
55	1300	165	45	25	50	120	330	325	220	235	235	207.01	129.38	138.08	84.25	114	114
55	1300	165	45	25	50	145	330	325	220	235	235	236.11	147.57	157.48	98.38	138	138
55	1300	165	45	25	50	145	330	325	220	235	235	241.54	158.94	161.83	100.44	133	133



Se tiene que la reacción del pilote más desfavorable tomando en cuenta la carga axial y los momentos es:

$$R_p = \frac{P}{n} + \frac{M_x}{\sum d_x^2} X + \frac{M_y}{\sum d_y^2} Y$$

con lo que tendremos una carga equivalente igual a $n R_p$, con la cual se diseñará el cabezal, siguiendo el mismo procedimiento descrito para cabezales sometidos a carga axial y en donde:

- R_p = Reacción del pilote más desfavorable
- n = Número de pilotes
- P = Carga axial de la columna
- P_e = Carga axial equivalente
- M_x = Momento en el sentido X proveniente de la columna
- M_y = Momento en el sentido Y proveniente de la columna
- X = Abscisa del centro de gravedad del conjunto de pilotes
- Y = Ordenada del centro de gravedad del conjunto de pilotes
- $\sum d_x^2$ = Suma del cuadrado de las abscisas de cada pilote
- $\sum d_y^2$ = Suma del cuadrado de las ordenadas de cada pilote



Cabezal	R_p = Reacción máx Pilote	P_e = Carga Equivalente
2 Pilotes	$R_p = \frac{P}{2} + \frac{M_x}{e}$	$2 R_p$
3 Pilotes	$R_p = \frac{P}{3} + \frac{M_x}{e} + \frac{M_y}{\sqrt{3} e}$	$3 R_p$
4 Pilotes	$R_p = \frac{P}{4} + \frac{M_x}{2e} + \frac{M_y}{2e}$	$4 R_p$
5 Pilotes Hexagonal	$R_p = \frac{P}{5} + \frac{M_x}{2\sqrt{2}e} + \frac{M_y}{2\sqrt{2}e}$	$5 R_p$
6 Pilotes Rectangular	$R_p = \frac{P}{6} + \frac{2M_x}{9e} + \frac{M_y}{2\sqrt{3}e}$	$6 R_p$
6 Pilotes	$R_p = \frac{P}{6} + \frac{M_x}{4e} + \frac{M_y}{3e}$	$6 R_p$
7 Pilotes	$R_p = \frac{P}{7} + \frac{M_x}{9e} + \frac{M_y}{2\sqrt{3}e}$	$7 R_p$
8 Pilotes	$R_p = \frac{P}{8} + \frac{M_x}{27e} + \frac{M_y}{3\sqrt{3}e}$	$8 R_p$
9 Pilotes	$R_p = \frac{P}{9} + \frac{M_x}{3\sqrt{2}e} + \frac{M_y}{3\sqrt{2}e}$	$9 R_p$
10 Pilotes	$R_p = \frac{P}{10} + \frac{M_x}{6e} + \frac{M_y}{3\sqrt{3}e}$	$10 R_p$

DISEÑO DE CABEZAL

DISEÑAR UN CABEZAL PARA LAS SOLICITACIONES Y CARACTERISTICAS INDICADAS A CONTINUACION.

DATOS:

$$P = 300 \text{ T.}$$

$$m_x = 40 \text{ T-mt.}$$

$$m_y = 10 \text{ T-mt.}$$

$$f'_c = 250 \text{ K/cm}^2$$

$$f_y = 4.200 \text{ K/cm}^2$$

$$a = 75$$

$$P_p = 100 \text{ T.}$$

$$\phi = 50 \text{ cm.}$$

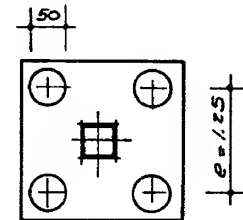
$$e = 1.25 \text{ mts.}$$

1- DETERMINACION DEL NUMERO DE PILOTES

$$n = \frac{1.05 P}{P_p} = \frac{1.05 \times 300}{100} = 3.15$$

SE ADOPTA $n = 4$

2- FORMA, DIMENSIONES Y PESO PROPIO DEL CABEZAL



SE USARA UN CABEZAL CUADRADO, LAS DIMENSIONES SERAN:

$$l = e + \phi + 0.30$$

$$l = 1.25 + 0.50 + 0.30 = 2.05$$

$$d = \frac{e}{2} + \phi \cdot 50^\circ = \frac{1.25}{2} + 0.50 = 1.05$$

$$h = d + 0.15 = 1.05 + 0.15 = 1.20$$

SE ADOPTA UN CABEZAL DE $2.05 \times 2.05 \times 1.20$

$$P_p = 2.05^2 \times 1.20 \times 2.5 = 12.6 \text{ Tn.}$$



3- CARGA EQUIVALENTE

HACIENDO USO DE LAS FORMULAS INDICADAS EN LA TABLA CORRESPONDIENTE SE CALCULARA LA CARGA EQUIVALENTE.

$$R_p = \frac{P}{4} + \frac{M_x}{2e} + \frac{M_y}{2e}$$

$$R_p = \frac{300 + 12.6}{4} + \frac{4}{2 \times 1.25} + \frac{10}{2 \times 1.25} = 78.15 + 16.0 + 4.0$$

$$R_p = 98.15 \text{ T.}$$

$$P(eq) = n R_p = 4 \times 98.15 = 392.60 \text{ T.}$$

4- REFUERZO METALICO

ENTRANDO EN LA TABLA CORRESPONDIENTE A 4 PILOTES CON LOS VALORES

$$P = 392.60 \text{ T.}$$

$$\phi = 50 \text{ cms.}$$

$$e = 125 \text{ cms.}$$

$$f_y = 4.200 \text{ K/cm}^2$$

SE OBTIENE:

$$l_1 = l_2 = 205 \text{ cms.}$$

$$d = 1.05$$

$$h = 1.20$$

$$\Delta s_x = \Delta s_y = 41.55 \text{ cm}^2$$



EN DEFINITIVA SE ADOPTA UN CABEZAL DE $2.05 \times 2.05 \times 1.20$ CON $11 \phi \frac{7}{8}$ EN C/ DIRECCION

SEGUN SE INDICA EN LA FIGURA ANEXA

OBSERVESE QUE LOS VALORES DE $P = 392.60$ Y $\alpha = 75$, SON INTERMEDIOS ENTRE LOS QUE APARECEN EN LA TABLA, HABIENDOSE ADOPTADO EL VALOR DE AS CORRESPONDIENTE A $P = 440$ Y $\alpha = 80$, CON SEPARACION $e = 125$.

NO SE CONSIDERO NECESARIO INTERPOLAR, DEBIDO A LA PEQUEÑA DIFERENCIA DE ACERO EXISTENTE ENTRE LOS CASOS EXTREMOS SEÑALADOS EN LA TABLA.

DISEÑO DE CABEZAL

DISEÑAR UN CABEZAL PARA LAS SOLICITACIONES Y CARACTERÍSTICAS INDICADAS A CONTINUACIÓN.

DATOS:

$$P = 655 \text{ T.}$$

$$f'_c = 250 \text{ K/cm}^2$$

$$f_y = 4,200 \text{ K/cm}^2$$

$$\alpha = 0.90$$

SEGUN ESTUDIO DE SUELOS

$$P_p = 120 \text{ T.}$$

$$\phi = 52 \text{ cms.}$$

$$e = 130 \text{ cms.}$$

A- POR FORMULAS

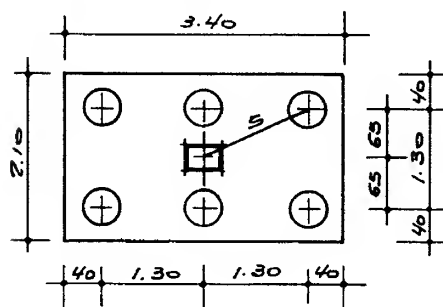
A-1- DETERMINACION DEL NUMERO DE PILOTES.

$$n = \frac{1.05 P}{P_p} = \frac{1.05 \times 655}{120} = 5.73$$

SE ADOPTA $n = 6$

A-2. FORMA, DIMENSIONES Y PESO PROPIO DEL CABEZAL.

SE USARA UN CABEZAL RECTANGULAR DE 3.40×2.10 EN PLANTA SEGUN FIGURA ANEXA.



LA ALTURA SERA DETERMINADA DE MANERA TAL QUE LA BIELA COMPRIMIDA QUE VA DEL CENTRO DE LA COLUMNA AL PILOTE MAS ALEJADO TENGA INCLINACION DE 50° .

$$S = \sqrt{1.3^2 + 0.65^2} = 1.45$$

$$d = S \cos 50^\circ = 1.45 \times 1.19$$

$$d \approx 1.75 \quad h = 1.90$$

SE CALCULA EL PESO PROPIO DEL CABEZAL

$$P_p = 3.40 \times 2.10 \times 1.90 \times 2.5 = 33.92 \text{ Tn.}$$



3- FUERZAS DE TRACCION Y AREA DE ACERO REQUERIDA LAS TRACCIONES EN LA BASE DEL CABEZAL VALDRAN:

$$T_x = \frac{P \times e}{3d} = \frac{(655 + 33.92) \times 1.3}{3 \times 1.75} = 170.6 \text{ T.}$$

$$\Delta s_x = \frac{T_x}{f_s} = \frac{170.6}{2.1} = 81.23 \text{ cm}^2$$

$$T_y = \frac{P \times e}{4d} = \frac{(655 + 33.92) \times 1.3}{4 \times 1.75} = 127.94 \text{ T.}$$

$$\Delta s_y = \frac{T_y}{f_s} = \frac{127.94}{2.1} = 60.92 \text{ cm}^2$$

SE DISPONDRAN $16 \phi 1"$ EN SENTIDO LARGO

Y $16 \phi 7/8"$ EN SENTIDO CORTO.

B- POR TABLOS

B-1 SE MAYORA LA CARGA EN UN 5% PARA CONSIDERAR EL PESO PROPIO DEL CABEZAL

$$P_{\text{diseño}} = 1.05 P = 1.05 \times 655 = 688 \text{ T.}$$

B-2 ENTRANDO EN LA TABLA CORRESPONDIENTE A CABEZALES RECTANGULARES DE 6 PILOTES, CON LOS VALORES DE LA CARGA Y DIAMETRO DEL PILOTE SE OBTIENE LA GEOMETRIA DEL CABEZAL Y EL AREA DE ACERO.

PARA $P > 688 \text{ T.}$

$$\phi = 52 \text{ cms.}$$

SE OBTIENE $e = 1.30 \text{ mts.}$

$$l_1 = 3.40 \text{ mts.}$$

$$l_2 = 2.10 \text{ m}$$

$$d = 1.75 \quad h = 1.90$$

$$\Delta s_x = 81.33 \text{ cm}^2 \rightarrow 16 \phi 1"$$

$$\Delta s_y = 60.99 \text{ cm}^2 \rightarrow 16 \phi 7/8"$$



ASPECTOS GENERALES

Los muros de sostenimiento del tipo llamado en voladizo resisten los empujes principalmente mediante una forma apropiada, mientras que los muros de gravedad lo hacen mediante su peso propio.

Otros tipos de muros de sostenimiento, no incluidos en este trabajo, serían los muros anclados, los de pantalla, los lanzados o proyectados, los de tierra armada, etc..

TABLAS DE MUROS

Se incluyen tablas para muros en voladizo del tipo T invertida, L y L invertida para alturas comprendidas entre 2.0 y 10.0 m.

También se dan tablas para muros de gravedad en piedra o en concreto ciclópeo.

Para facilitar el cálculo de muros ubicados en zonas sísmicas se incluye una tabla para calcular el empuje debido a la acción de terremotos.

PARAMETROS DE CALCULO

Para el cálculo de los muros se ha trabajado con los siguientes parámetros:

- Peso específico del terreno;
- Coefficiente de presión activa;
- Sobrecarga;
- Resistencia del concreto;
- Límite elástico del acero.

Se consideró que la tierra colocada frente al muro no contribuye a su estabilidad.



ASPECTOS CONSTRUCTIVOS

Los muros se drenarán mediante barbacanas de ϕ 10 cm colocadas en cuadras de 2 x 2 m. Se dispondrán juntas de construcción cada 10 m y juntas de dilatación cada 20 m.

NOTACION

- a = talón del muro;
- B = largo de la base;
- b = puntera del muro;
- H = altura del muro;
- h = espesor del parámetro vertical;
- $\sigma_{\text{máx}}$ = presión máxima en el terreno.

BIBLIOGRAFIA

Elwyn E. Scelye

"Design"

Ed John Wiley and Sons, inc.

Londres, 1945



MURO TIPO "A"

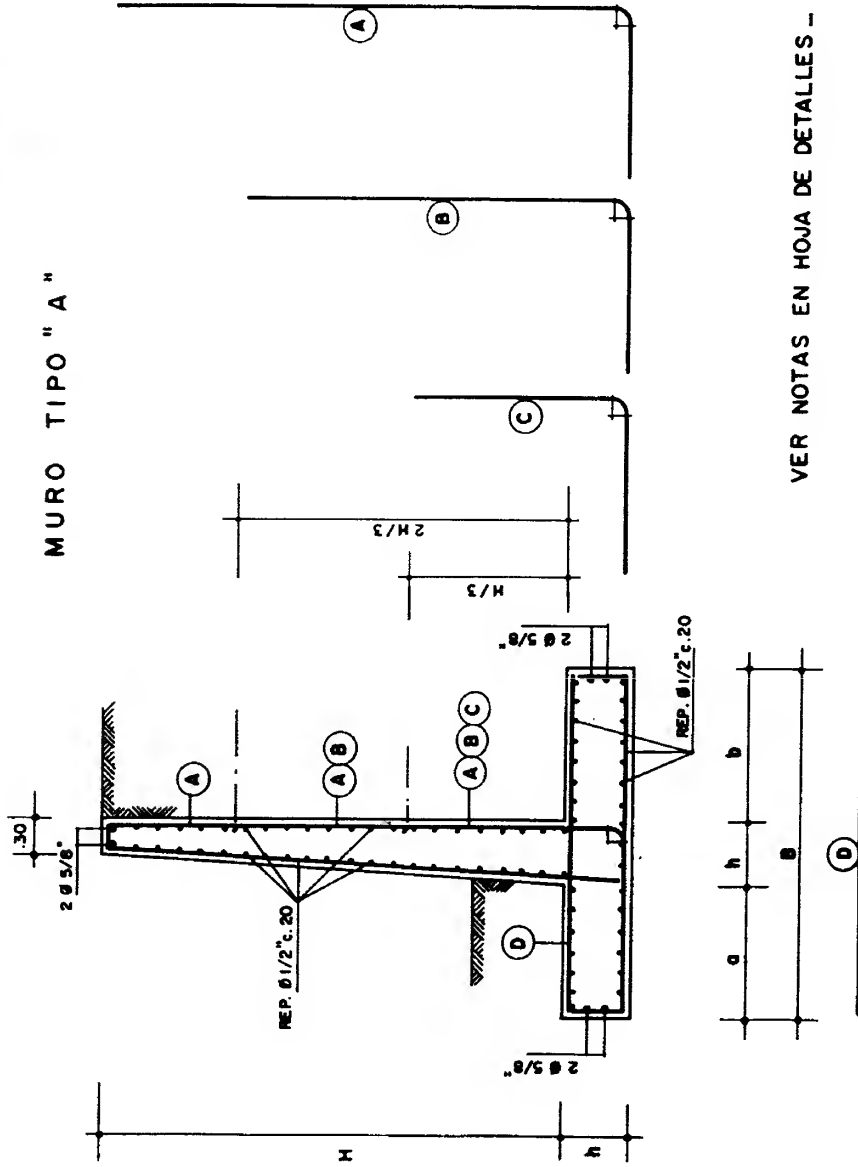


TABLA DE DIMENSIONES Y REFUERZOS (MURO TIPO "A")

TIPO	D I M E N S I O N E S				$\bar{\sigma}$ max. (K/cm ²)	R E F U E R Z O S			
	H	a	b	h		(A)	(B)	(C)	(D)
A1	10.00	2.00	3.00	1.00	6.00	2.40	Ø 1" c. 30	Ø 1" c. 30	Ø 7/8" c. 20
A2	9.50	1.90	2.85	0.95	5.70	2.30	Ø 1" c. 30	Ø 7/8" c. 30	Ø 7/8" c. 20
A3	9.00	1.80	2.70	0.90	5.40	2.20	Ø 7/8" c. 30	Ø 1" c. 30	Ø 3/4" c. 20
A4	8.50	1.70	2.55	0.85	5.10	2.10	Ø 7/8" c. 30	Ø 1" c. 30	Ø 3/4" c. 20
A5	8.00	1.60	2.40	0.80	4.80	2.00	Ø 7/8" c. 30	Ø 1" c. 30	Ø 7/8" c. 30
A6	7.50	1.50	2.25	0.75	4.50	1.90	Ø 3/4" c. 30	Ø 7/8" c. 30	Ø 7/8" c. 30
A7	7.00	1.40	2.10	0.70	4.20	1.80	Ø 3/4" c. 30	Ø 3/4" c. 30	Ø 3/4" c. 30
A8	6.50	1.30	1.95	0.65	3.90	1.70	Ø 5/8" c. 30	Ø 3/4" c. 30	Ø 3/4" c. 30
A9	6.00	1.20	1.80	0.60	3.60	1.60	Ø 5/8" c. 30	Ø 5/8" c. 30	Ø 5/8" c. 30
A10	5.50	1.10	1.65	0.55	3.30	1.50	Ø 1/2" c. 30	Ø 5/8" c. 30	Ø 5/8" c. 30
A11	5.00	1.00	1.50	0.50	3.00	1.40	Ø 1/2" c. 30	Ø 5/8" c. 30	Ø 1/2" c. 20
A12	4.50	0.90	1.35	0.45	2.70	1.30	Ø 1/2" c. 30	Ø 1/2" c. 30	Ø 1/2" c. 20
A13	4.00	0.80	1.20	0.40	2.40	1.10	Ø 1/2" c. 20	Ø 1/2" c. 20	Ø 1/2" c. 20
A14	3.50	0.70	1.05	0.35	2.10	1.00	Ø 1/2" c. 20	Ø 1/2" c. 20	Ø 1/2" c. 20
A15	3.00	0.60	0.90	0.30	1.80	0.90	Ø 1/2" c. 20	—	Ø 1/2" c. 20
A16	2.50	0.50	0.75	0.30	1.55	0.80	Ø 1/2" c. 20	—	Ø 1/2" c. 20
A17	2.00	0.40	0.60	0.30	1.30	0.70	Ø 1/2" c. 20	—	Ø 1/2" c. 20

TABLA Nº 9.51



MURO TIPO "B"

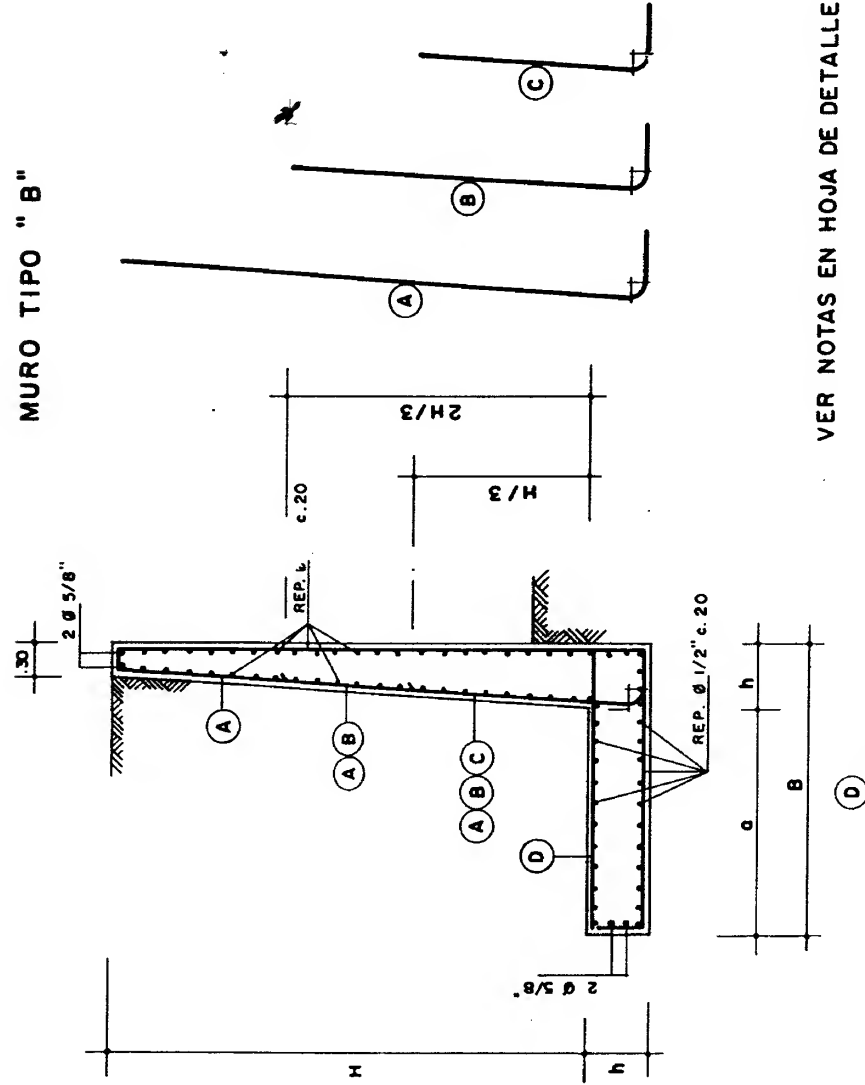


TABLA DE DIMENSIONES Y REFUERZOS (MURO TIPO "B")

TIPO	DIMENSIONES				\bar{V} max. (K/cm ²)	REFUERZOS			
	H	a	h	B		(A)	(B)	(C)	(D)
B 1	10.00	6.50	1.00	7.50	3.70	Ø 1" c. 30	Ø 1" c. 30	Ø 1" c. 30	Ø 7/8" c. 10
B 2	9.50	6.20	0.95	7.15	3.70	Ø 7/8" c. 30	Ø 1" c. 30	Ø 1" c. 30	Ø 7/8" c. 10
B 3	9.00	5.85	0.90	6.75	3.60	Ø 7/8" c. 30	Ø 7/8" c. 30	Ø 1" c. 30	Ø 7/8" c. 10
B 4	8.50	5.55	0.85	6.40	3.40	Ø 7/8" c. 30	Ø 7/8" c. 30	Ø 1" c. 30	Ø 3/4" c. 10
B 5	8.00	5.20	0.80	6.00	3.10	Ø 7/8" c. 30	Ø 7/8" c. 30	Ø 7/8" c. 30	Ø 3/4" c. 10
B 6	7.50	4.90	0.75	5.65	3.00	Ø 3/4" c. 30	Ø 7/8" c. 30	Ø 7/8" c. 30	Ø 5/8" c. 10
B 7	7.00	4.55	0.70	5.25	2.80	Ø 3/4" c. 30	Ø 3/4" c. 30	Ø 3/4" c. 30	Ø 5/8" c. 10
B 8	6.50	4.25	0.65	4.90	2.70	Ø 5/8" c. 30	Ø 3/4" c. 30	Ø 3/4" c. 30	Ø 5/8" c. 10
B 9	6.00	3.90	0.60	4.50	2.50	Ø 5/8" c. 30	Ø 5/8" c. 30	Ø 5/8" c. 30	Ø 5/8" c. 10
B 10	5.50	3.60	0.55	4.15	2.30	Ø 1/2" c. 30	Ø 5/8" c. 30	Ø 5/8" c. 30	Ø 5/8" c. 10
B 11	5.00	3.25	0.50	3.75	2.10	Ø 1/2" c. 30	Ø 1/2" c. 30	Ø 5/8" c. 30	Ø 5/8" c. 10
B 12	4.50	2.95	0.45	3.40	1.90	Ø 1/2" c. 30	Ø 1/2" c. 30	Ø 5/8" c. 30	Ø 1/2" c. 10
B 13	4.00	2.60	0.40	3.00	1.60	Ø 1/2" c. 20	Ø 1/2" c. 20	—	Ø 1/2" c. 10
B 14	3.50	2.30	0.35	2.65	1.50	Ø 1/2" c. 20	Ø 1/2" c. 20	—	Ø 1/2" c. 20
B 15	3.00	2.00	0.30	2.30	1.40	Ø 1/2" c. 20	—	—	Ø 1/2" c. 20
B 16	2.50	1.65	0.30	1.95	1.22	Ø 1/2" c. 20	—	—	Ø 1/2" c. 20
B 17	2.00	1.30	0.30	1.60	1.06	Ø 1/2" c. 20	—	—	Ø 1/2" c. 20

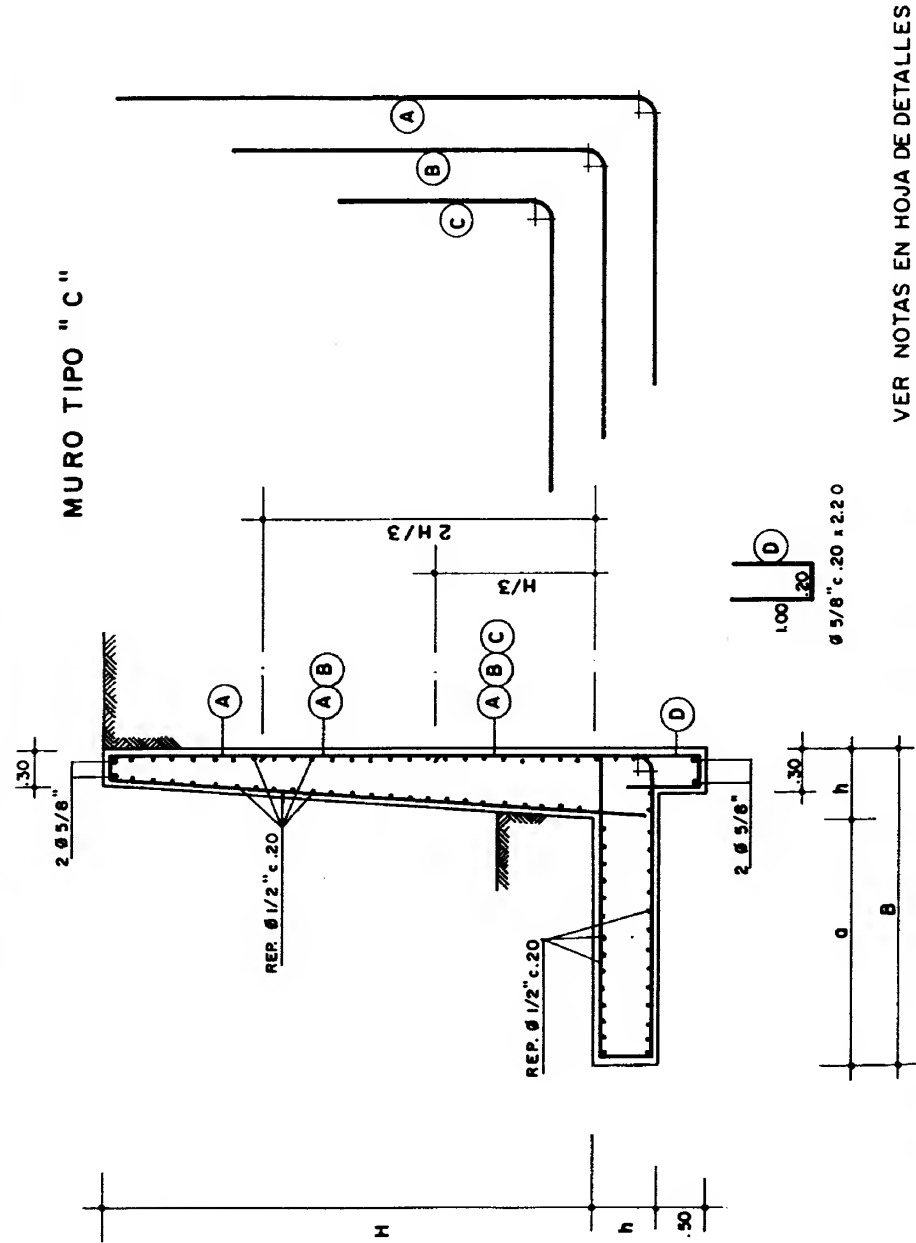


TABLA N° 9.53

TABLA DE DIMENSIONES Y REFUERZOS (MURO TIPO "C")

TIPO	DIMENSIONES				$\bar{\sigma}$ max. (K/cm ²)	REFUERZOS		
	H	a	h	B		(A)	(B)	(C)
C1	10.00	7.00	1.00	8.00	1.31	Ø 1" c. 30	Ø 1" c. 30	Ø 1" c. 30
C2	9.50	6.65	0.95	7.60	1.24	Ø 7/8" c. 30	Ø 1" c. 30	Ø 1" c. 30
C3	9.00	6.30	0.90	7.20	1.18	Ø 7/8" c. 30	Ø 7/8" c. 30	Ø 1" c. 30
C4	8.50	5.95	0.85	6.80	1.11	Ø 7/8" c. 30	Ø 7/8" c. 30	Ø 1" c. 30
C5	8.00	5.60	0.80	6.40	1.06	Ø 7/8" c. 30	Ø 7/8" c. 30	Ø 7/8" c. 30
C6	7.50	5.25	0.75	6.00	1.00	Ø 3/4" c. 30	Ø 7/8" c. 30	Ø 7/8" c. 30
C7	7.00	4.90	0.70	5.60	0.91	Ø 3/4" c. 30	Ø 3/4" c. 30	Ø 3/4" c. 30
C8	6.50	4.55	0.65	5.20	0.85	Ø 5/8" c. 30	Ø 3/4" c. 30	Ø 3/4" c. 30
C9	6.00	4.20	0.60	4.80	0.82	Ø 5/8" c. 30	Ø 5/8" c. 30	Ø 5/8" c. 30
C10	5.50	3.85	0.55	4.40	0.71	Ø 1/2" c. 30	Ø 5/8" c. 30	Ø 5/8" c. 30
C11	5.00	3.50	0.50	4.00	0.65	Ø 1/2" c. 30	Ø 1/2" c. 30	Ø 5/8" c. 30
C12	4.50	3.15	0.45	3.60	0.58	Ø 1/2" c. 30	Ø 1/2" c. 30	Ø 5/8" c. 30
C13	4.00	2.80	0.40	3.20	0.51	Ø 1/2" c. 20	Ø 1/2" c. 20	—
C14	3.50	2.45	0.35	2.80	0.45	Ø 1/2" c. 20	Ø 1/2" c. 20	—
C15	3.00	2.10	0.30	2.40	0.39	Ø 1/2" c. 20	—	—
C16	2.50	1.75	0.25	2.00	0.33	Ø 1/2" c. 20	—	—
C17	2.00	1.40	0.20	1.60	0.26	Ø 1/2" c. 20	—	—

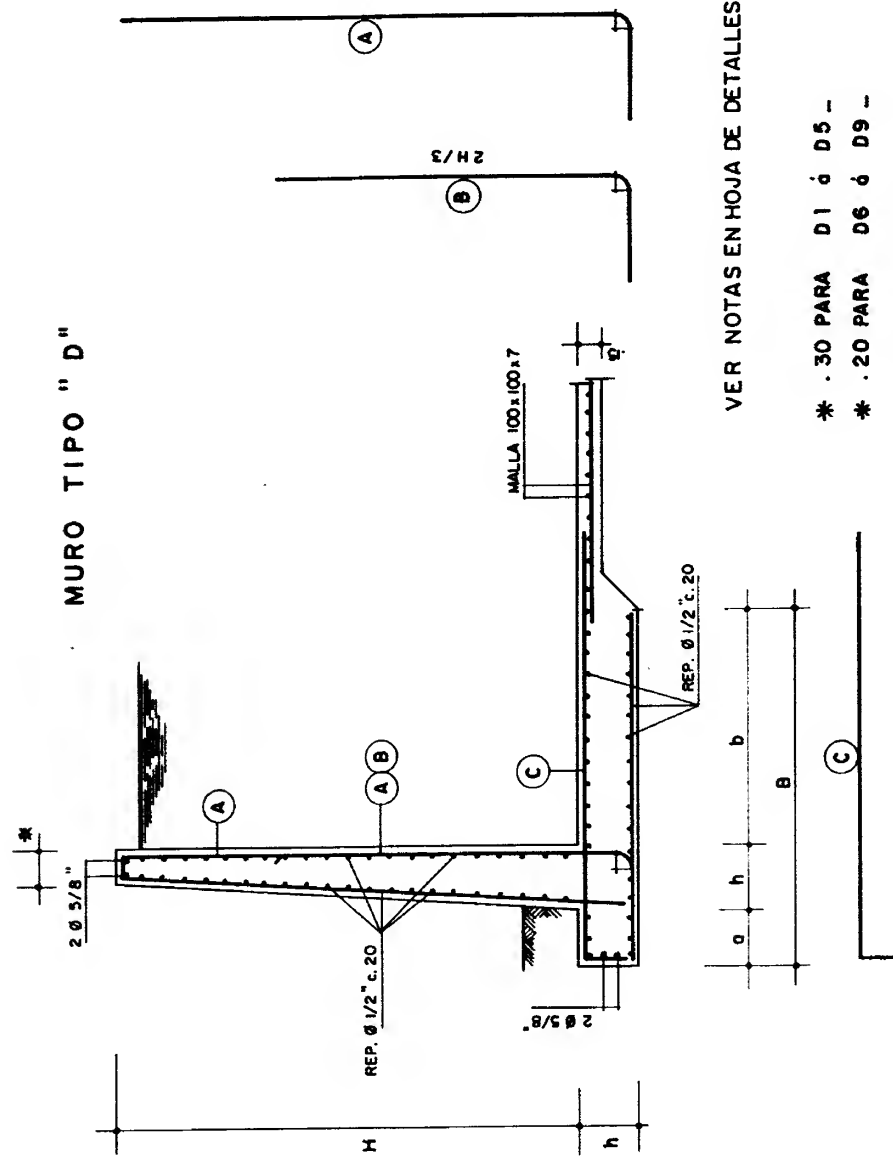


TABLA N° 9.54

TABLA DE DIMENSIONES Y REFUERZOS (MURO TIPO "D")

TIPO	D I M E N S I O N E S					\bar{U} max. (K/cm ²)	R E F U E R Z O S		
	H	a	b	h	B		(A)	(B)	(C)
D 1	5.00	0.50	3.50	0.50	4.50	0.36	Ø 7/8" c. 30	Ø 7/8" c. 30	Ø 5/8" c. 15
D 2	4.50	0.45	3.15	0.45	4.05	0.35	Ø 3/4" c. 30	Ø 7/8" c. 30	Ø 5/8" c. 15
D 3	4.00	0.40	2.80	0.40	3.60	0.31	Ø 3/4" c. 30	Ø 3/4" c. 30	Ø 1/2" c. 15
D 4	3.50	0.35	2.45	0.35	3.15	0.26	Ø 5/8" c. 30	Ø 3/4" c. 30	Ø 1/2" c. 15
D 5	3.00	0.30	2.10	0.30	2.70	0.25	Ø 1/2" c. 20	Ø 1/2" c. 20	Ø 1/2" c. 20
D 6	2.50	0.25	1.75	0.25	2.25	0.22	Ø 1/2" c. 15	—	Ø 1/2" c. 20
D 7	2.00	0.20	1.40	0.20	1.80	0.19	Ø 1/2" c. 20	—	Ø 1/2" c. 20
D 8	1.50	0.15	1.05	0.20	1.40	0.12	Ø 1/2" c. 20	—	Ø 1/2" c. 20
D 9	1.00	0.10	0.70	0.20	1.00	0.30	Ø 1/2" c. 20	—	Ø 1/2" c. 20



MURO : $h = 2.00$ m.

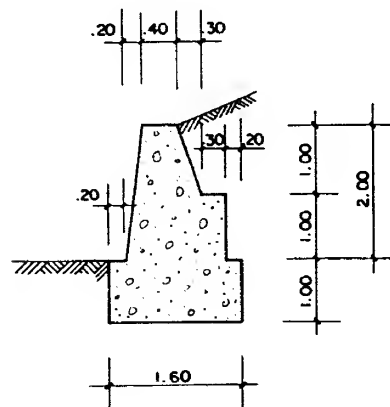


Figura 9.1

MURO : $h = 1.50$ m.

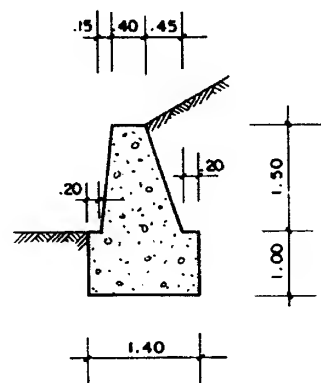


Figura 9.2



MURO : $h = 4.00$ m.

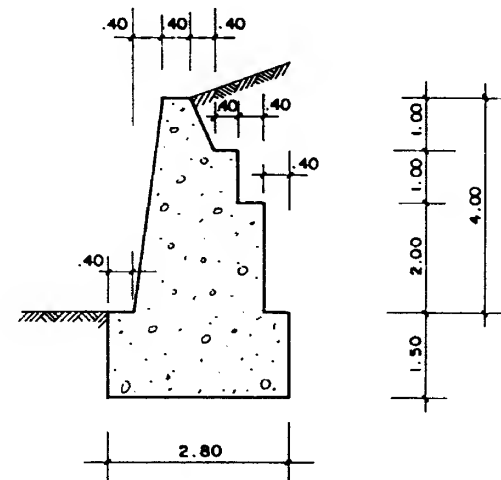


Figura 9.4

MURO : $h = 1.00$ m.

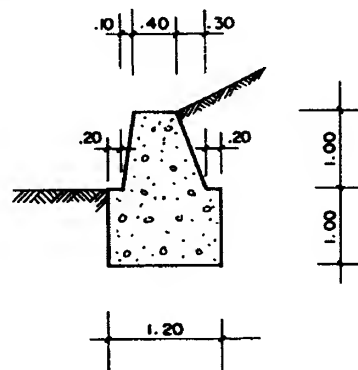


Figura 9.3

MURO : $h = 3.00$ m.

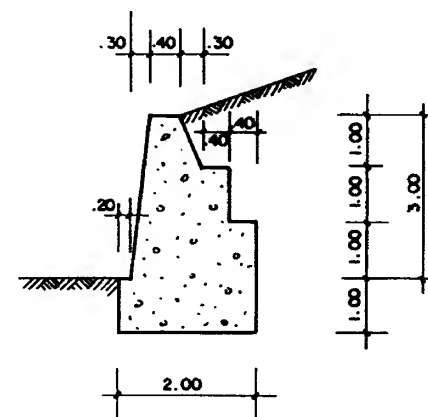


Figura 9.5



MURO : h = 6.00 m.

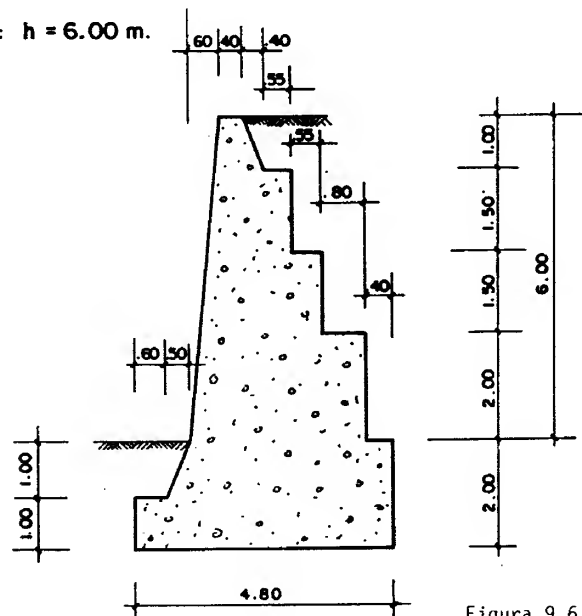


Figura 9.6

MURO : h = 5.00 m.

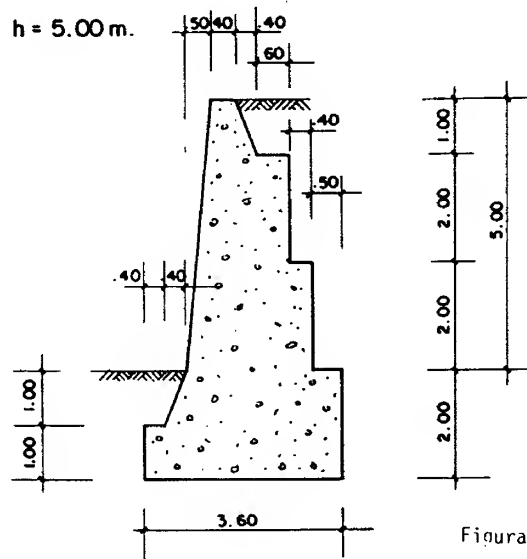
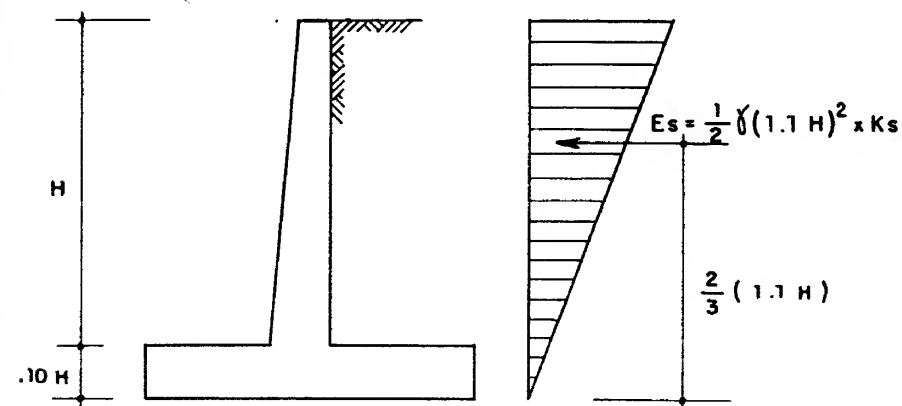


Figura 9.7



ACCION SISMICA SOBRE MUROS

METODO DE MONONOB E Y OKABE PARA HALLAR EL EMPUJE SISMICO



$$E_s = \frac{1}{2} \gamma (1.1 H)^2 \times K_s = 1149.50 H^2 K_s$$

$$K_s = \frac{\cos^2 (\varphi - \theta)}{\cos \theta \left[1 + \sqrt{\frac{\sin \varphi \sin (\varphi - \theta)}{\cos \theta}} \right]^2} \frac{\cos^2 \varphi}{\left[1 + \sqrt{\frac{\sin^2 \varphi}{\cos \varphi}} \right]^2}$$

 φ = ANGULO DE FRICCION INTERNA $\theta = \text{tg}^{-1} C$

C = COEFICIENTE SISMICO

 E_s = EMPUJE SISMICO



TABLA N° 9.55

$$\theta = 30^\circ$$

$$\gamma = 1.900 \text{ K/m}^3$$

C	0.09	0.12	0.13	0.17	0.18	0.24
Ks	0.072	0.093	0.1006	0.1313	0.1393	0.1916

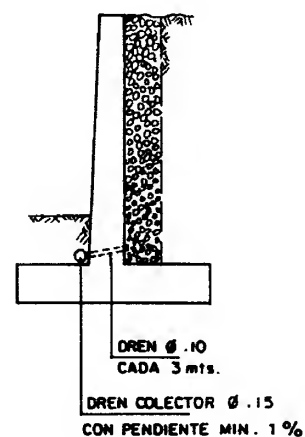
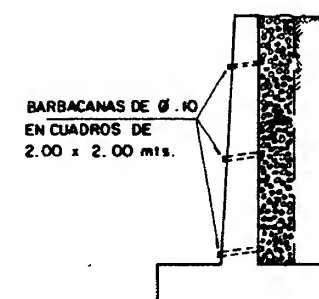
H(mts)	EMPUJE SISMICO E_s (Kgs)					
10.0	8390	10690	11840	15285	16435	22180
9.5	7570	9640	10680	13790	14830	20010
9.0	6796	8660	9590	12380	13310	17970
8.5	6062	7720	8550	11040	11870	16030
8.0	5370	6840	7580	9780	10520	14200
7.5	4720	6010	6660	8600	9250	12480
7.0	4111	5240	5800	7490	8050	10870
6.5	3545	4520	5000	6460	6940	9370
6.0	3020	3850	4260	5500	5915	7980
5.5	2538	3230	3580	4620	4970	6710
5.0	2097	2670	2960	3820	4110	5540
4.5	1700	2165	2400	3100	3330	4490
4.0	1340	1710	1890	2440	2620	3540
3.5	1030	1310	1450	1880	2020	2720
3.0	755	960	1065	1375	1480	2000

NOTAS:

- 1 - ESTOS VALORES DE E_s SE COMBINARAN CON LOS EMPUJES DE TIERRA PARA EL DISEÑO DE MUROS DE SOSTENIMIENTO ANTISISMICOS.
- 2 - LOS VALORES DE C SE FIJARAN SEGUN LA IMPORTANCIA DE LA OBRA Y LA SISMICIDAD DE LA REGION.

**1) DRENAJES**

LOS MUROS DE SOSTENIMIENTO DEBEN SER DRENADOS CONVENIENTEMENTE PARA EVITAR LA PRESION HIDRAULICA. SE RECOMIENDA ALGUNO DE LOS PROCEDIMIENTOS SIGUIENTES:

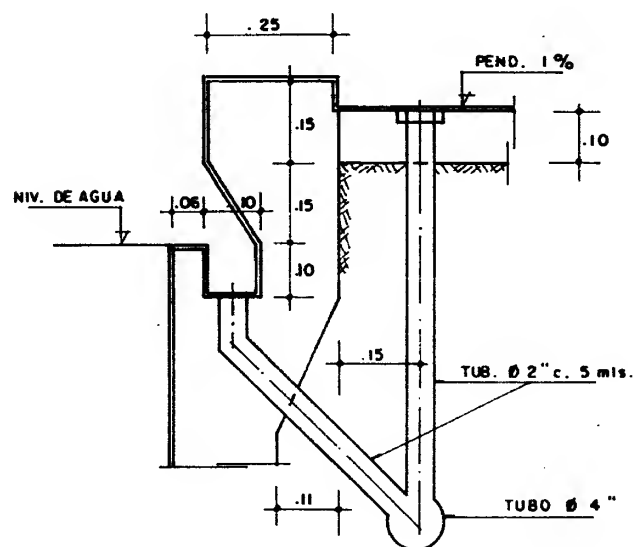
1a_ CON DREN COLECTOR**1b_ CON BARBACANAS****2) JUNTAS DE DILATACION**

SE DEBEN DISPONER JUNTAS DE DILATACION DE 1cm., RELLENAS CON MATERIAL ASFALTICO, CADA 18 mts.

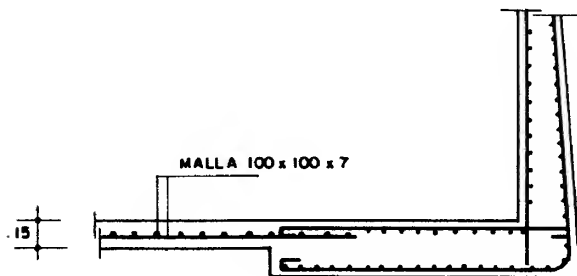
3) SE DEBERAN HACER JUNTAS DE CONSTRUCCION CADA 9 mts.



- 4) EN MUROS PARA PISCINAS SE RECOMIENDA DISPONER EN LA PARTE SUPERIOR UN REBOSADERO DE LAS CARACTERISTICAS INDICADAS A CONTINUACION :



- 5) PARA PISCINAS Y ESTANQUES SE PUEDE UTILIZAR DETALLE DE PISO COMO EL SIGUIENTE :



Muros Estructurales





ASPECTOS GENERALES

Los procedimientos de construcción industrializada (encofrados deslizantes, encofrados trepantes, encofrados tipo túnel, prefabricación, etc.) han producido un gran auge de las pantallas de concreto, un "retorno a la pared portante", por lo cual se considera de interés disponer de tablas que faciliten su cálculo. En zonas sísmicas las pantallas son, además usadas ventajosamente para reducir la desplazabilidad de los edificios altos, siendo muy generalizadas las soluciones de pantallas solas y las combinaciones de pórticos y pantallas.

Las fuerzas horizontales debidas a viento o sismo que sean coplanares con la pantalla son bien resistidas por ellas, así como las compresiones debidas a las cargas permanentes y a las cargas vivas. En cambio, las pantallas son débiles para fuerzas horizontales perpendiculares a su plano, por lo que se debe evitar que queden sometidas a fuerzas importantes de este tipo.

PROCEDIMIENTOS DE DISEÑO

- Existen diversos métodos para el diseño de pantallas, tales como los siguientes: Método del Apéndice A de las Normas ACI 318-77, Método de Cárdenas y Magura, Método de los diagramas de interacción, etc.. Este último ha sido usado en este trabajo.

TABLAS

Se anexa un grupo de tablas para el diseño de pantallas con largos comprendidos entre 2.0 y 8.0 m y espesores de 15, 20 y 25 cm, que son las más empleadas.

En las tablas se entra con los valores de M_u y P_u y se obtienen los porcentajes de refuerzo distribuido y refuerzo concentrado necesarios para resistir dichas solicitaciones.

Ya está incluido en las tablas un valor de $\phi = 0.70$ y la posibilidad de usar ϕ variable de 0.70 a 0.90 para valores de ϕP_n comprendidos entre $0.10 f'_c A_g$ y 0.

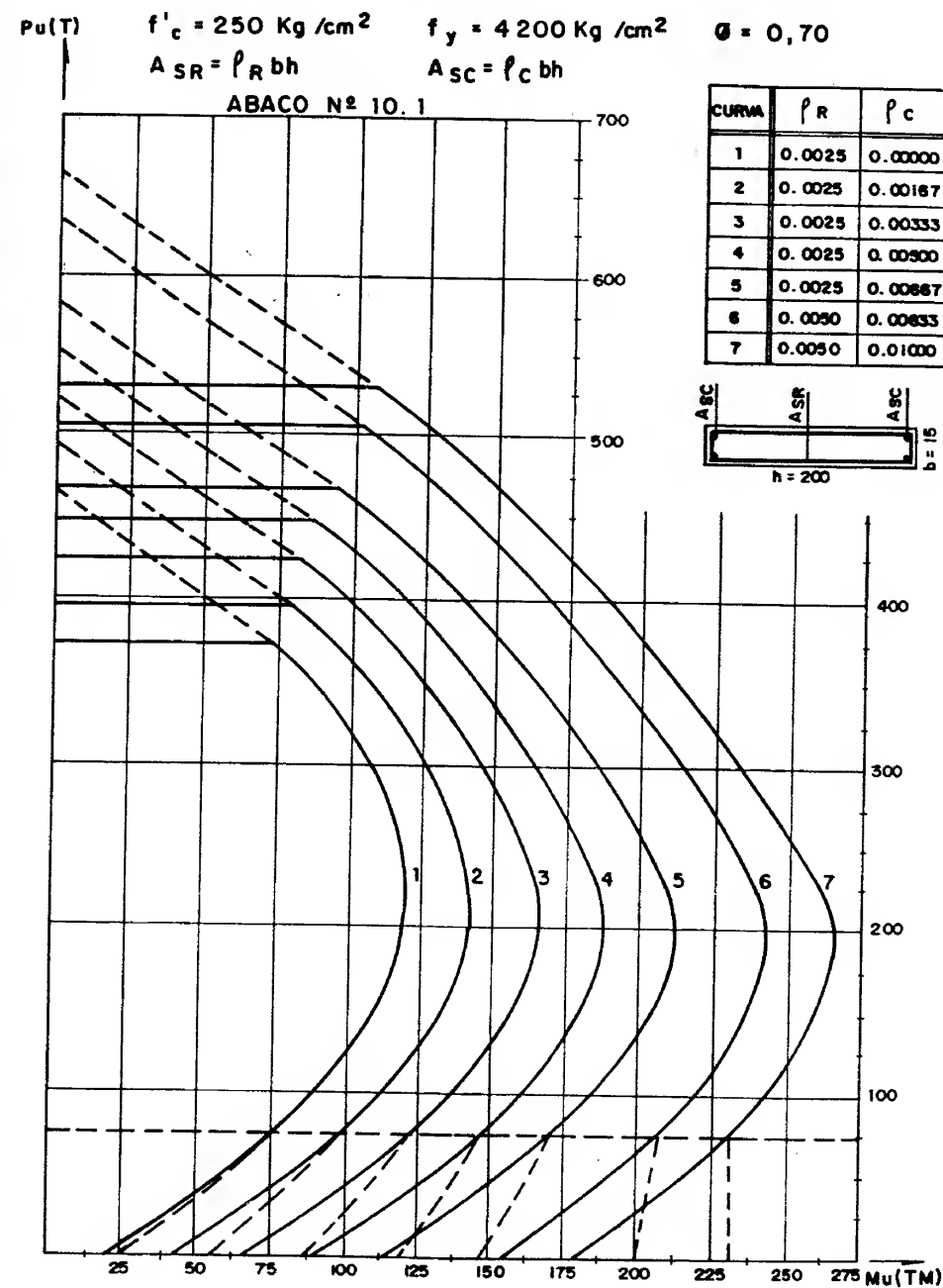


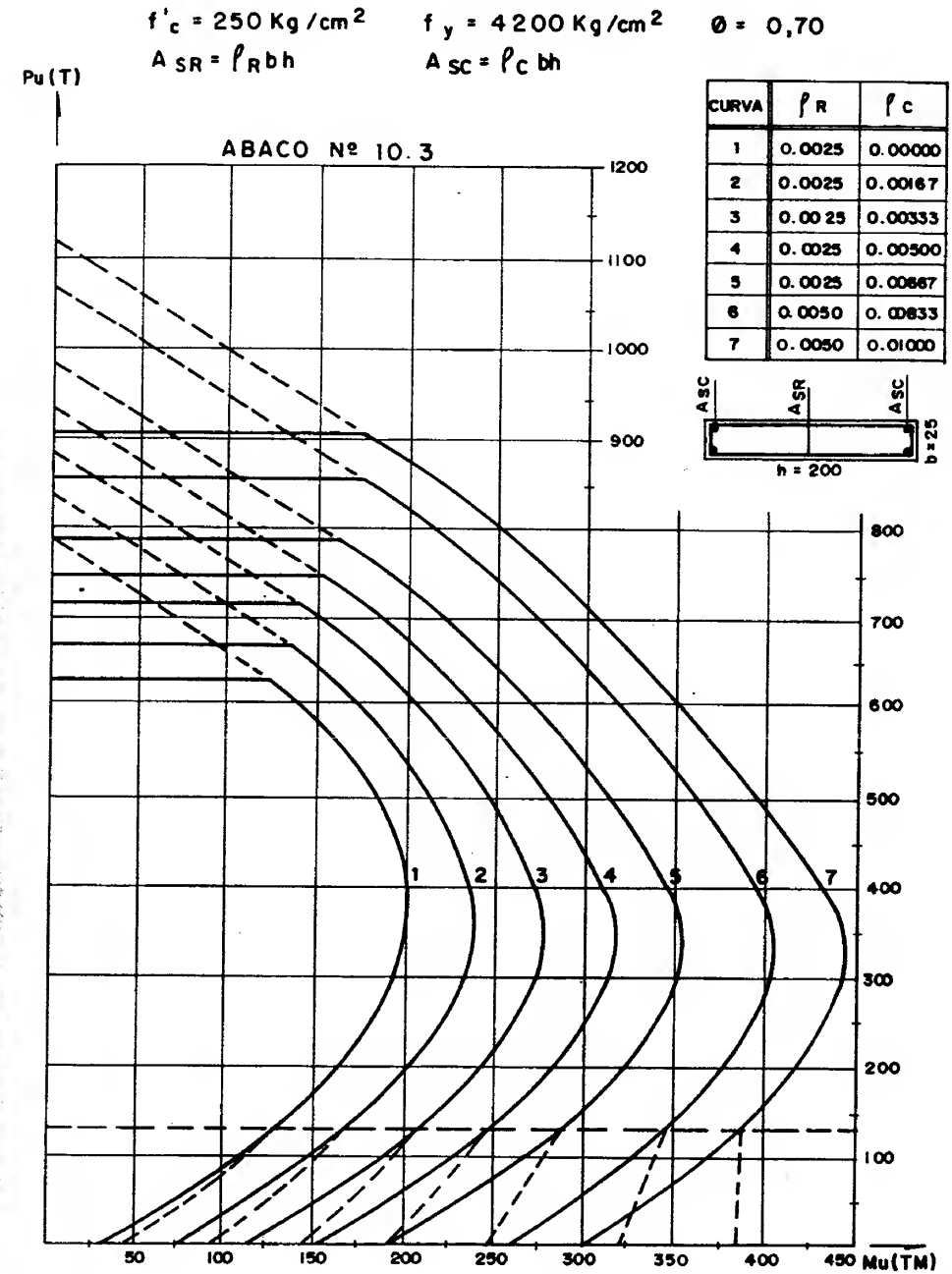
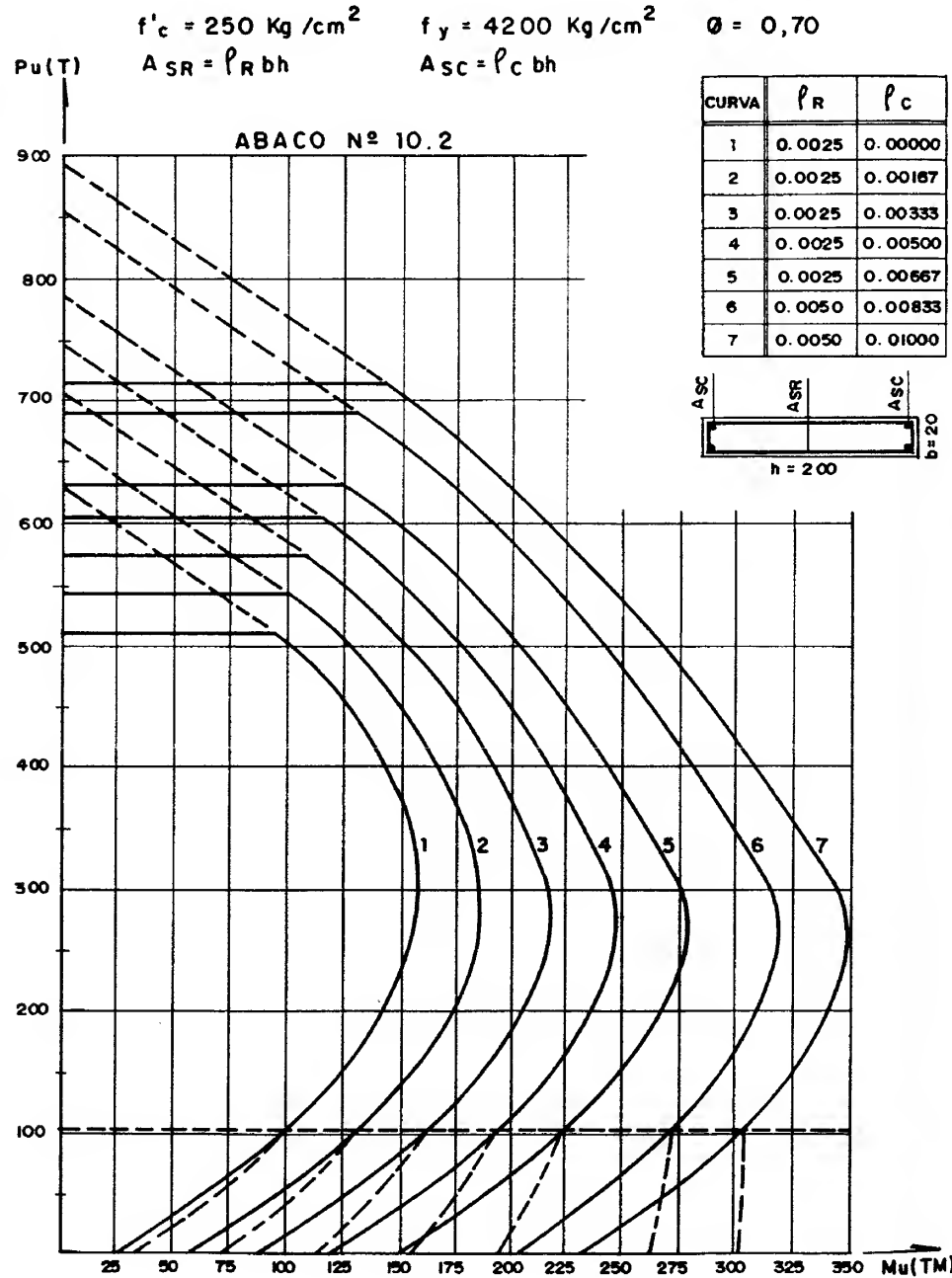
BIBLIOGRAFÍA

Arnal, Henrique y Paparoni, Mario

"Guía para el Proyecto Antisísmico de Edificios Prefabricados".

Ediciones BAIAP. Caracas, 1978.



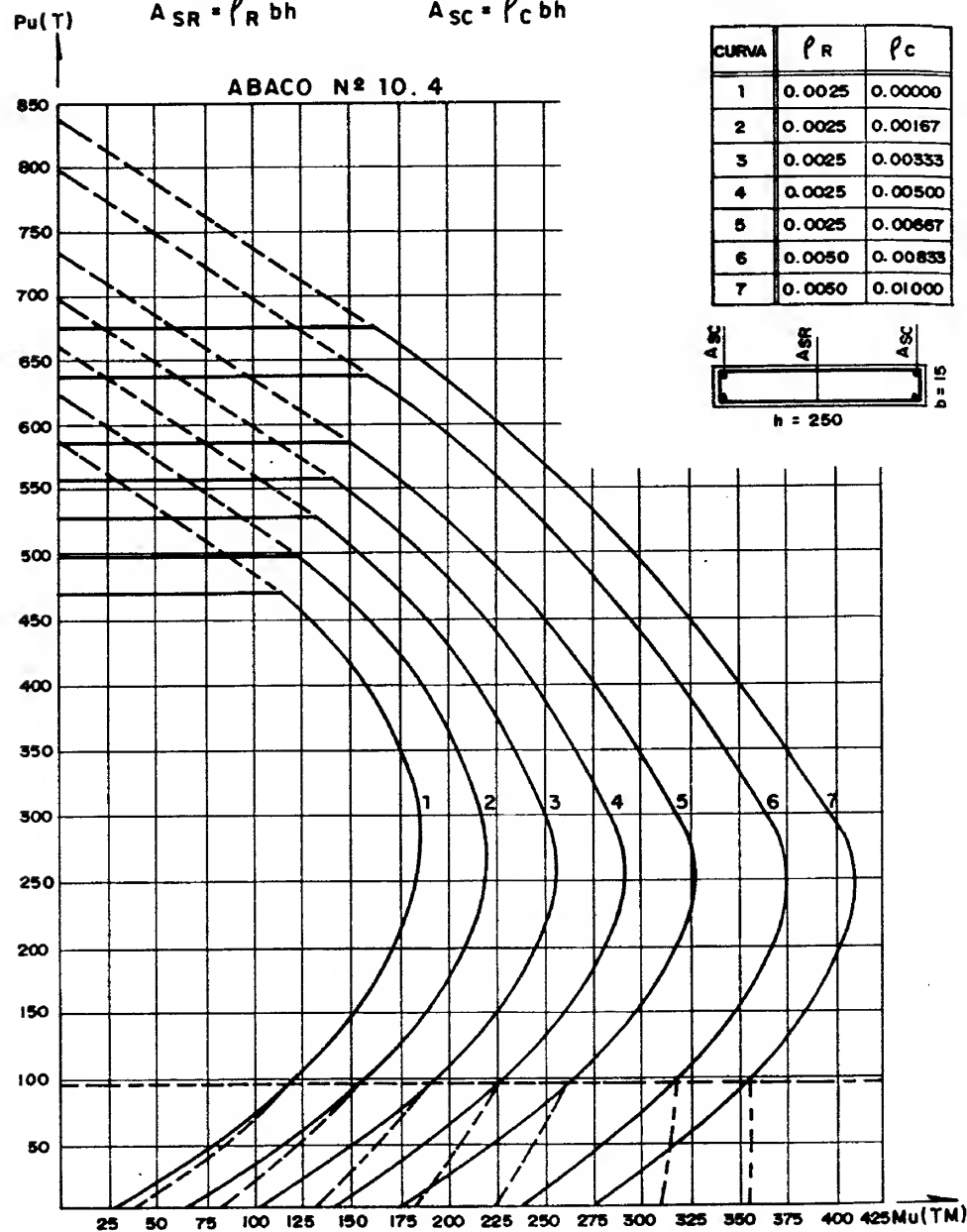




$$f'_c = 250 \text{ Kg/cm}^2 \quad f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2 \quad \phi = 0,70$$

$$A_{SR} = \rho_R bh$$

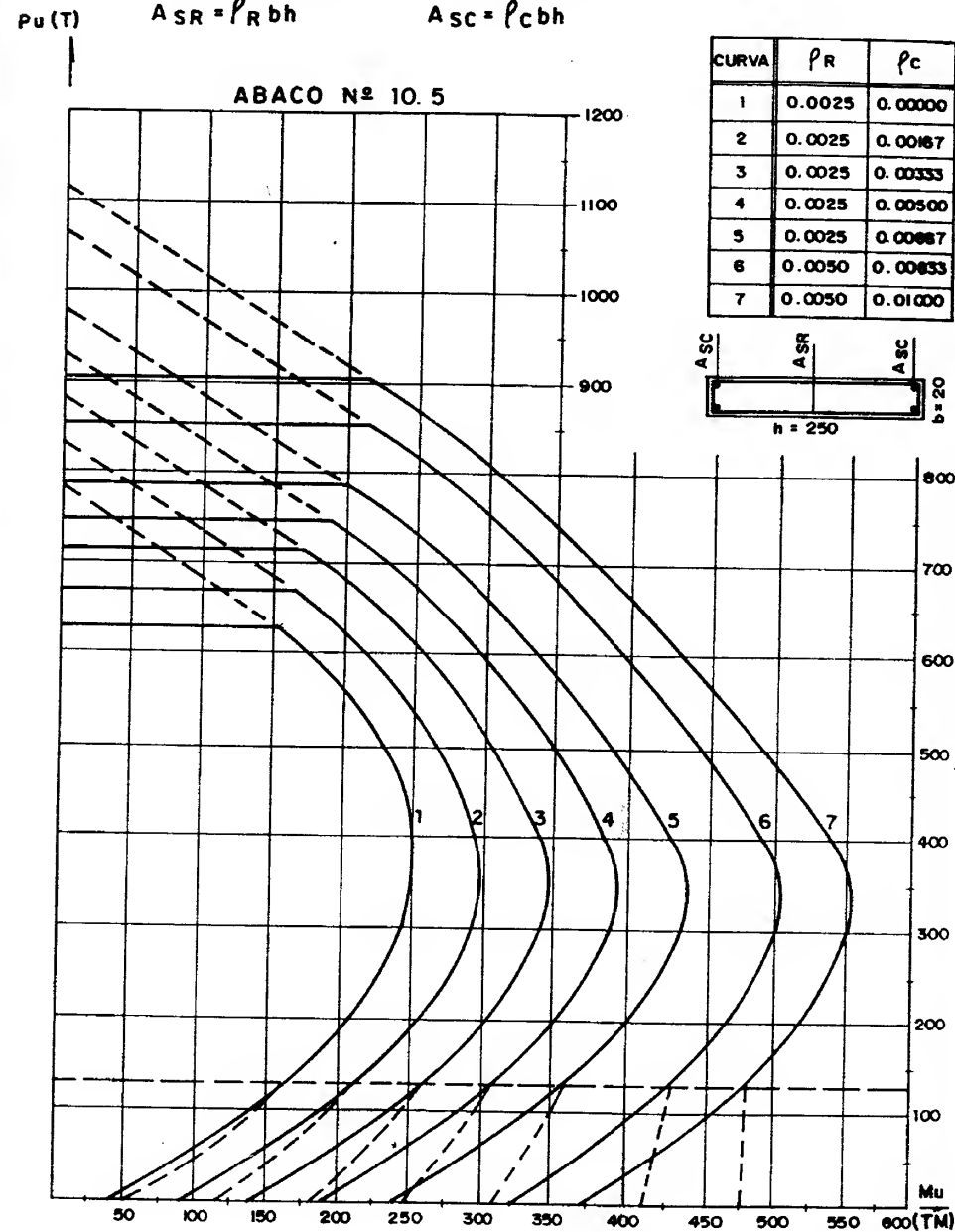
$$A_{SC} = \rho_C bh$$



$$f'_c = 250 \text{ Kg/cm}^2 \quad f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2 \quad \phi = 0,70$$

$$A_{SR} = \rho_R bh$$

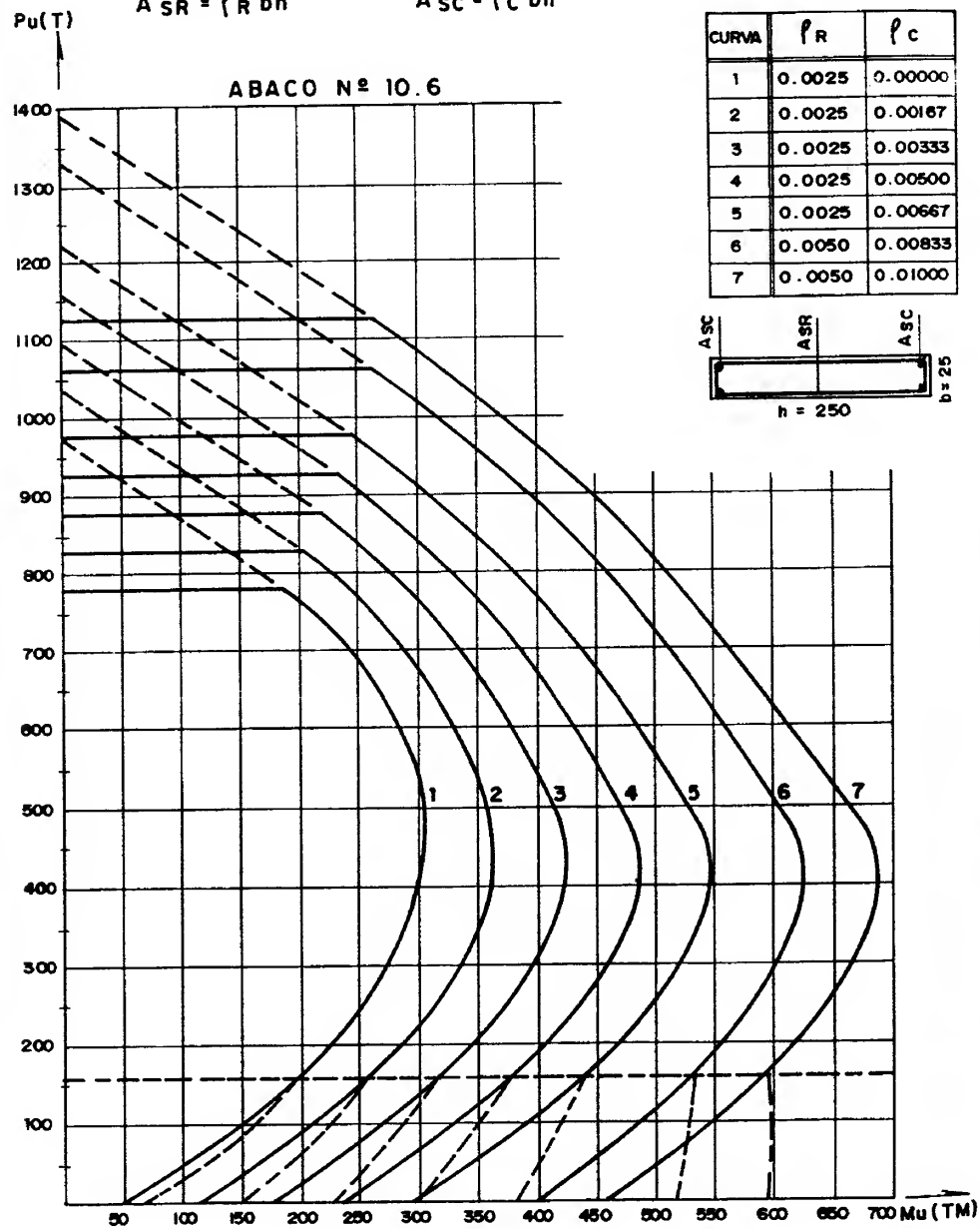
$$A_{SC} = \rho_C bh$$





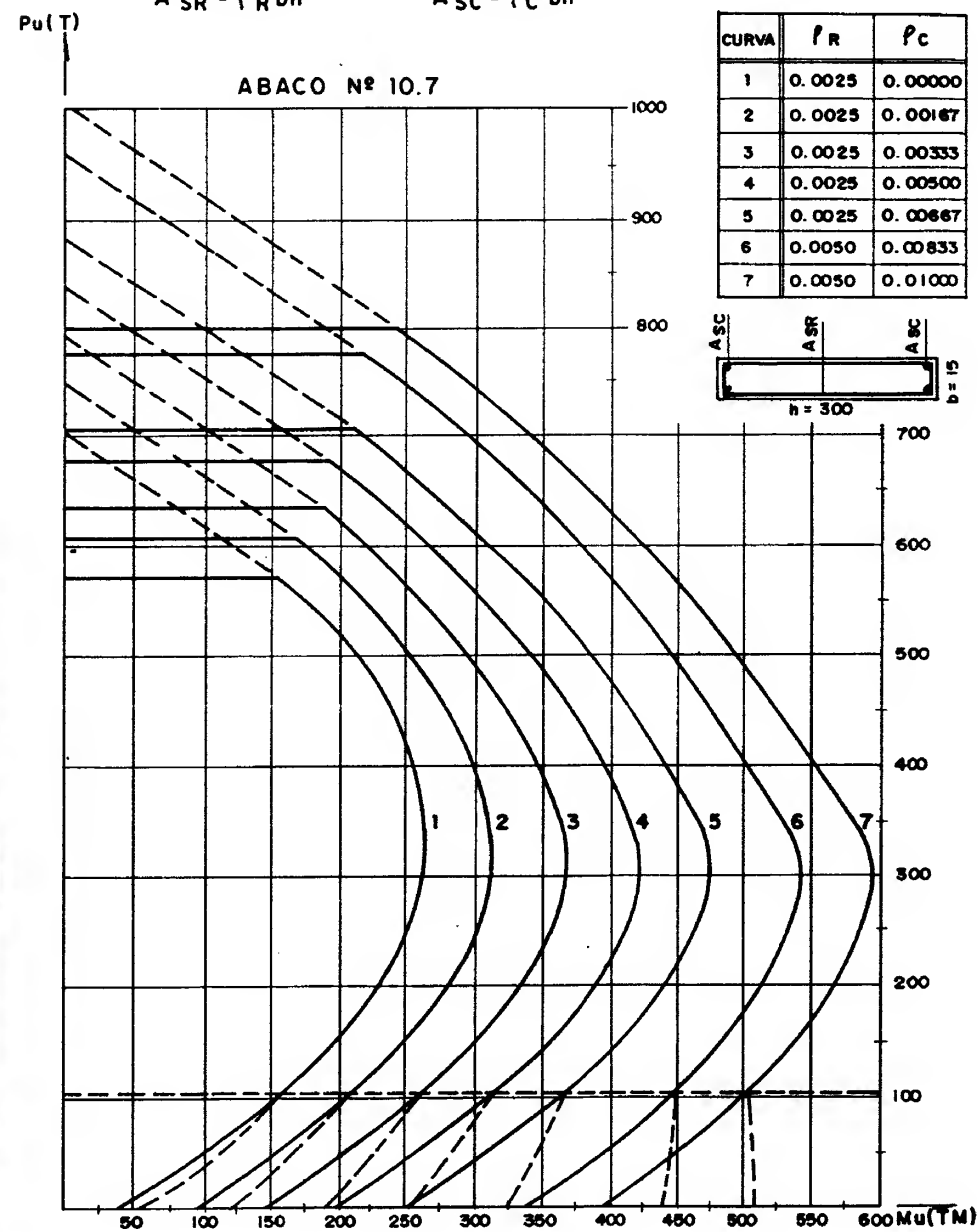
$$f'_c = 250 \text{ Kg/cm}^2 \quad f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2 \quad \phi = 0,70$$

$$A_{SR} = \rho_R bh \quad A_{SC} = \rho_C bh$$



$$f'_c = 250 \text{ Kg/cm}^2 \quad f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2 \quad \phi = 0,70$$

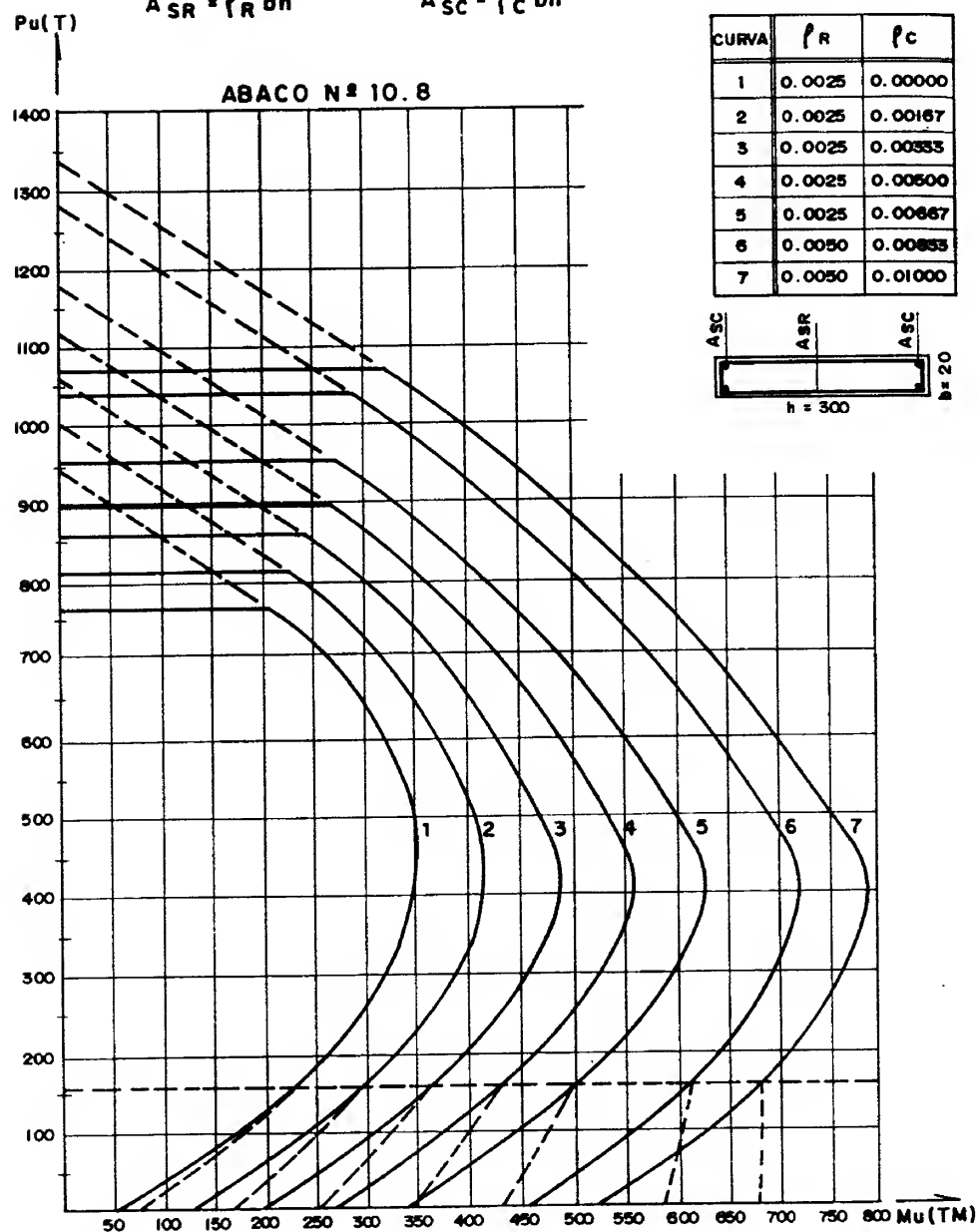
$$A_{SR} = \rho_R bh \quad A_{SC} = \rho_C bh$$





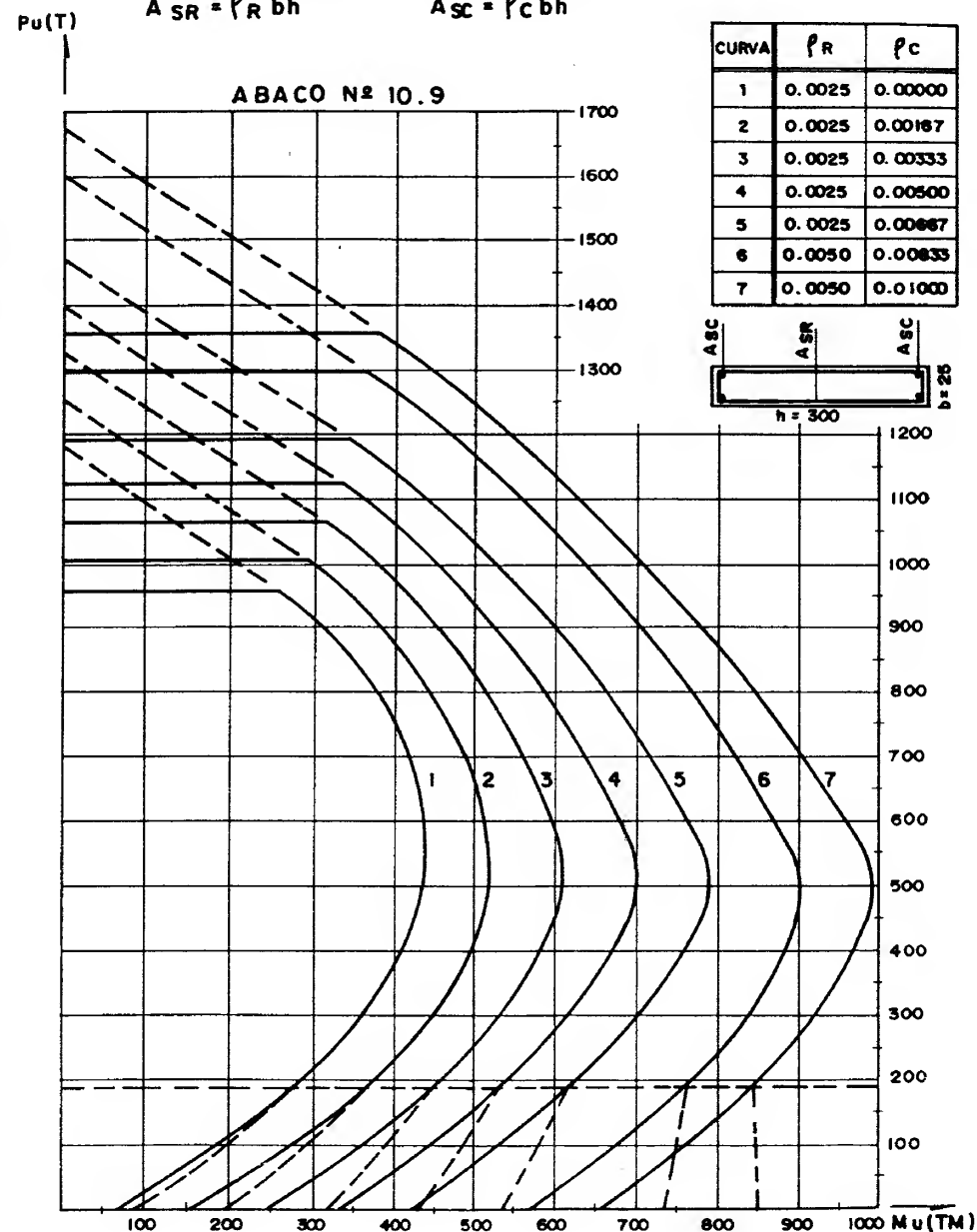
$$f'_c = 250 \text{ Kg/cm}^2 \quad f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2 \quad \phi = 0,70$$

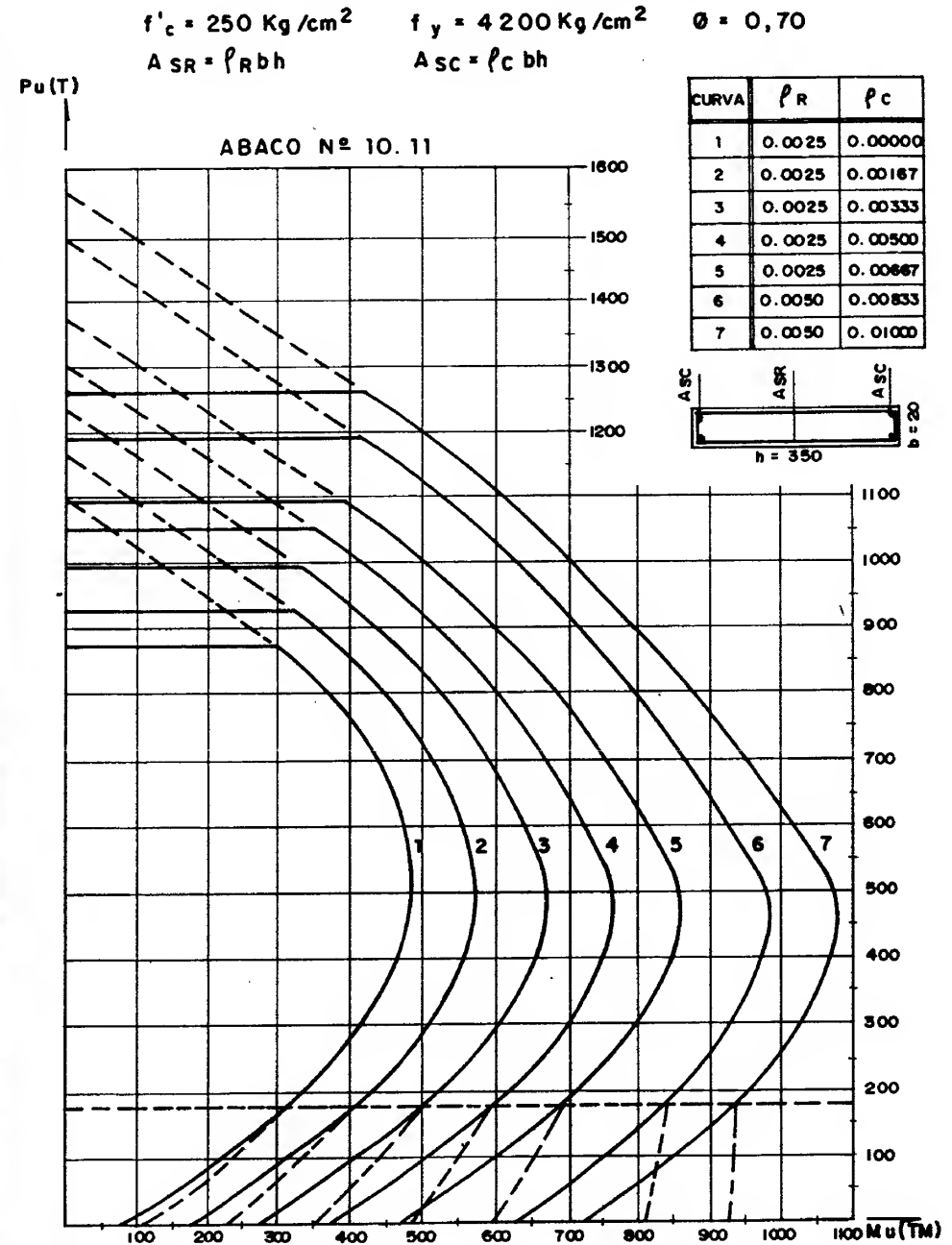
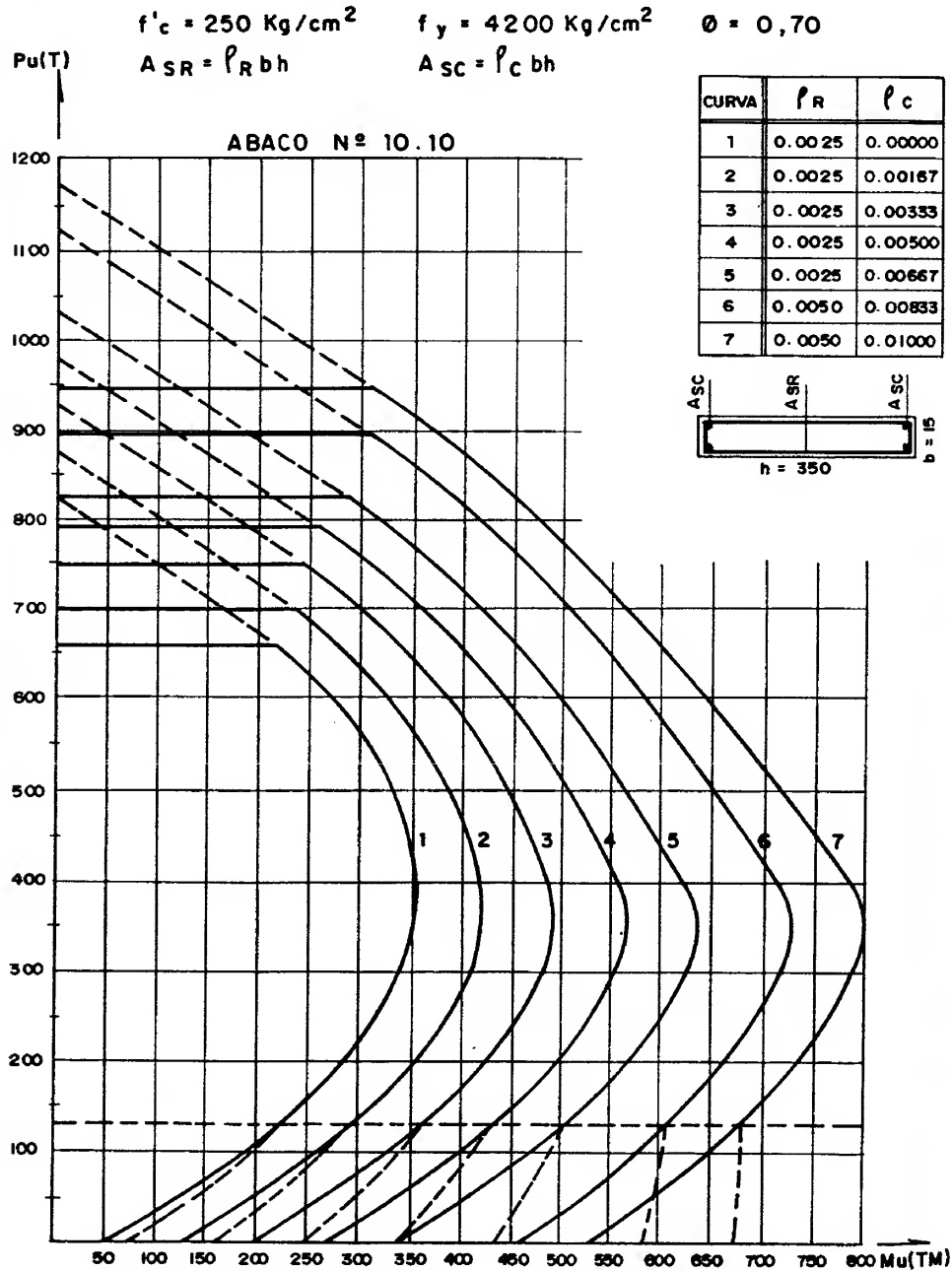
$$A_{SR} = \rho_R bh \quad A_{SC} = \rho_C bh$$



$$f'_c = 250 \text{ Kg/cm}^2 \quad f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2 \quad \phi = 0,70$$

$$A_{SR} = \rho_R bh \quad A_{SC} = \rho_C bh$$

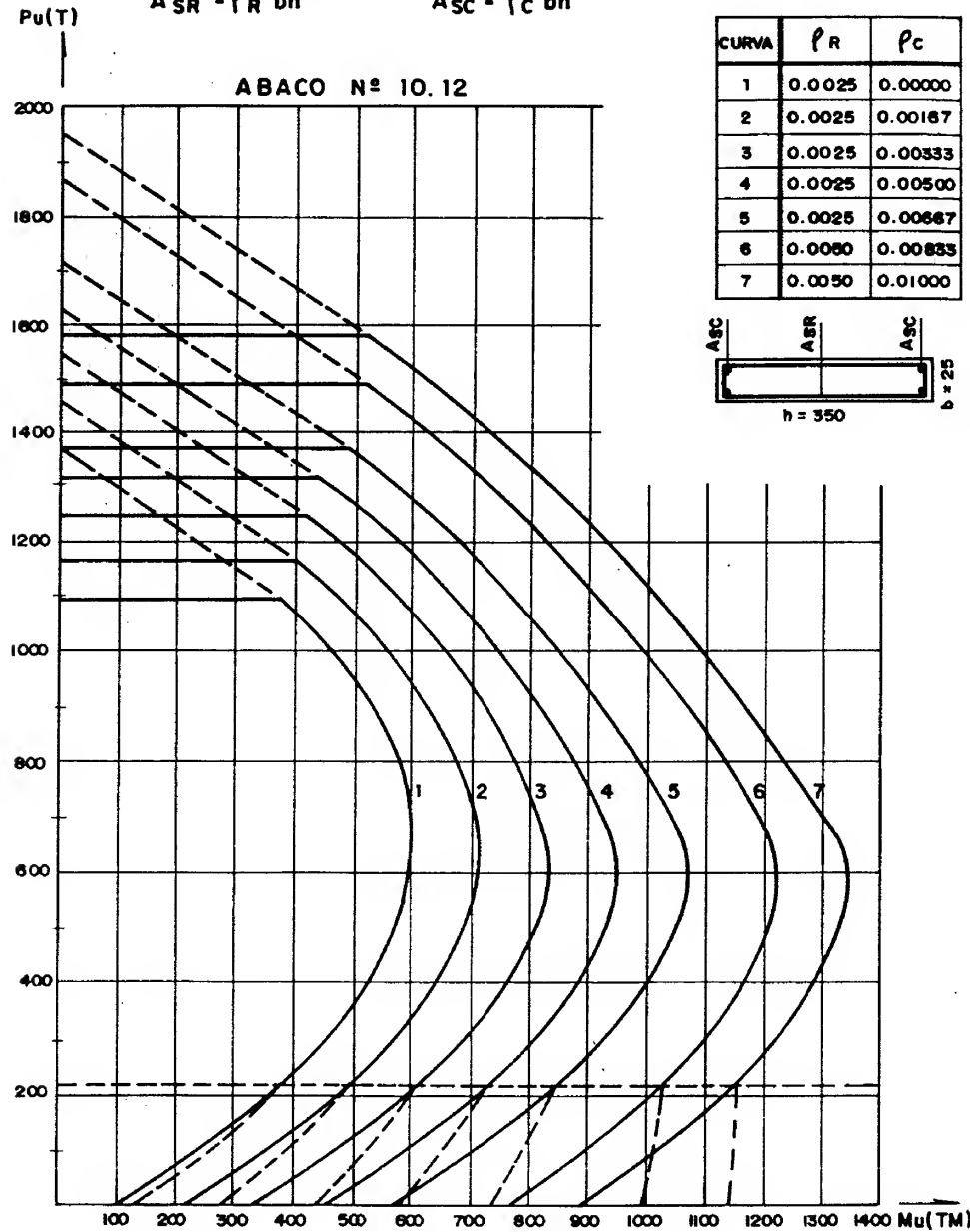






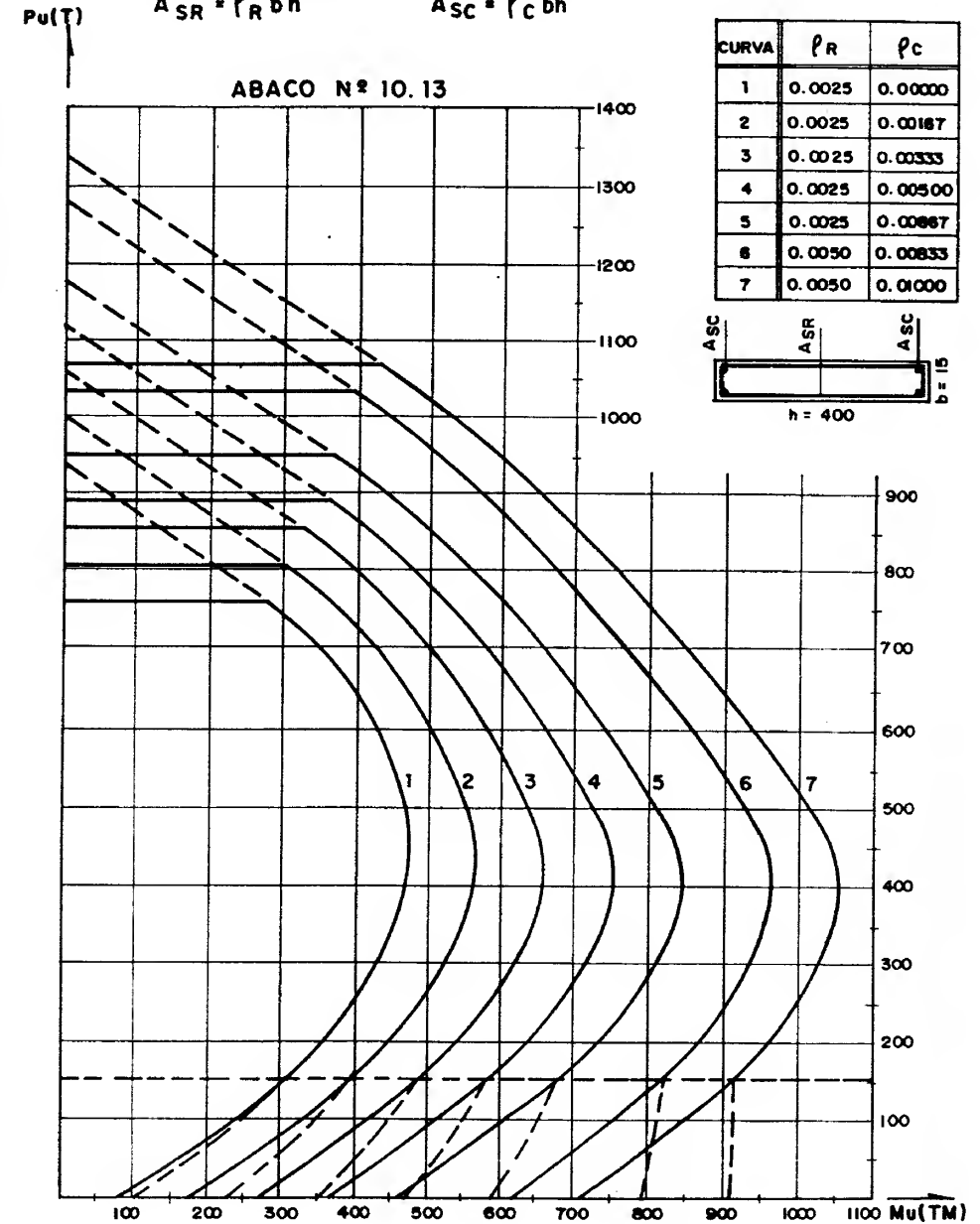
$$f'_c = 250 \text{ Kg/cm}^2 \quad f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2 \quad \phi = 0,70$$

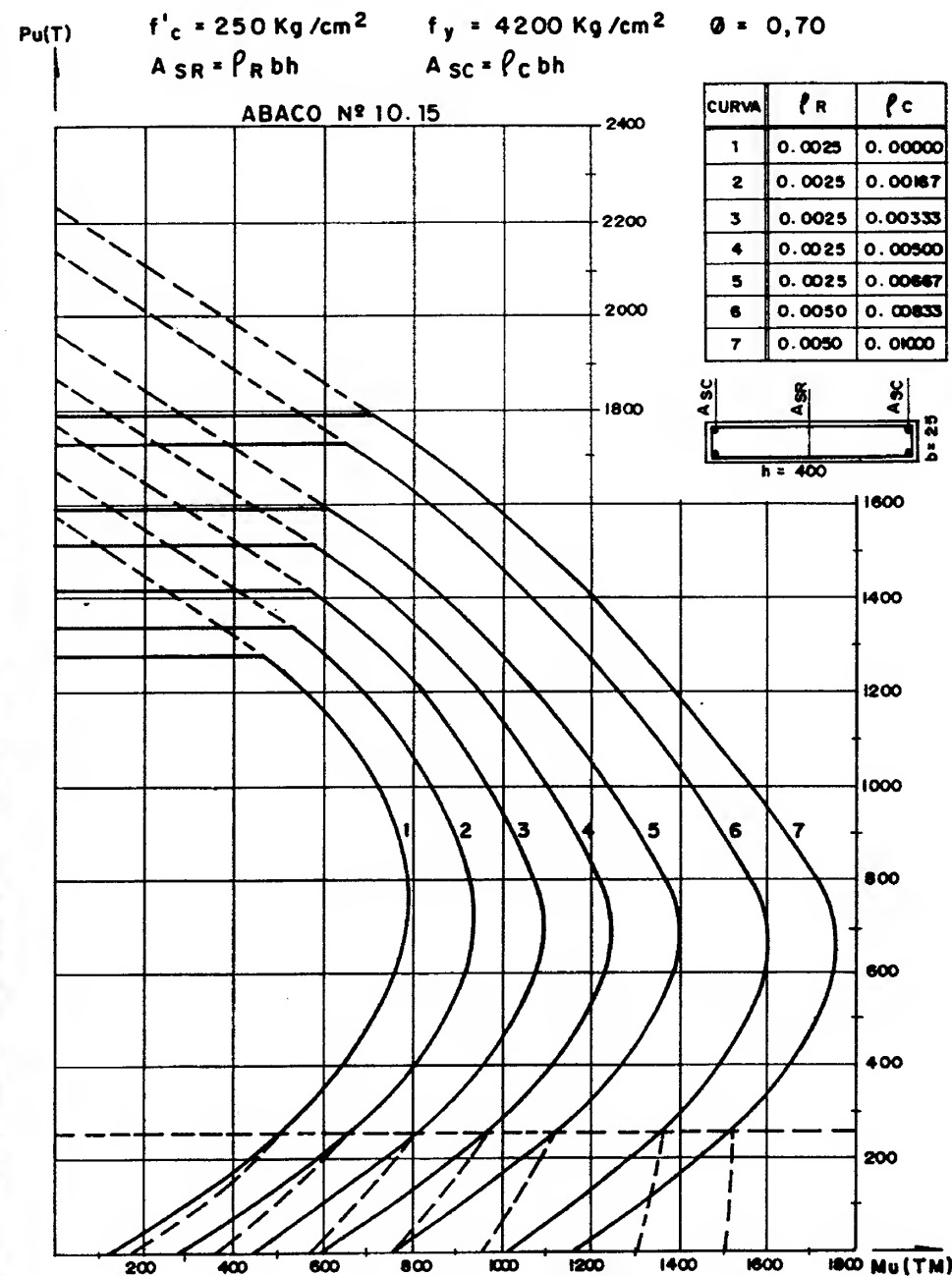
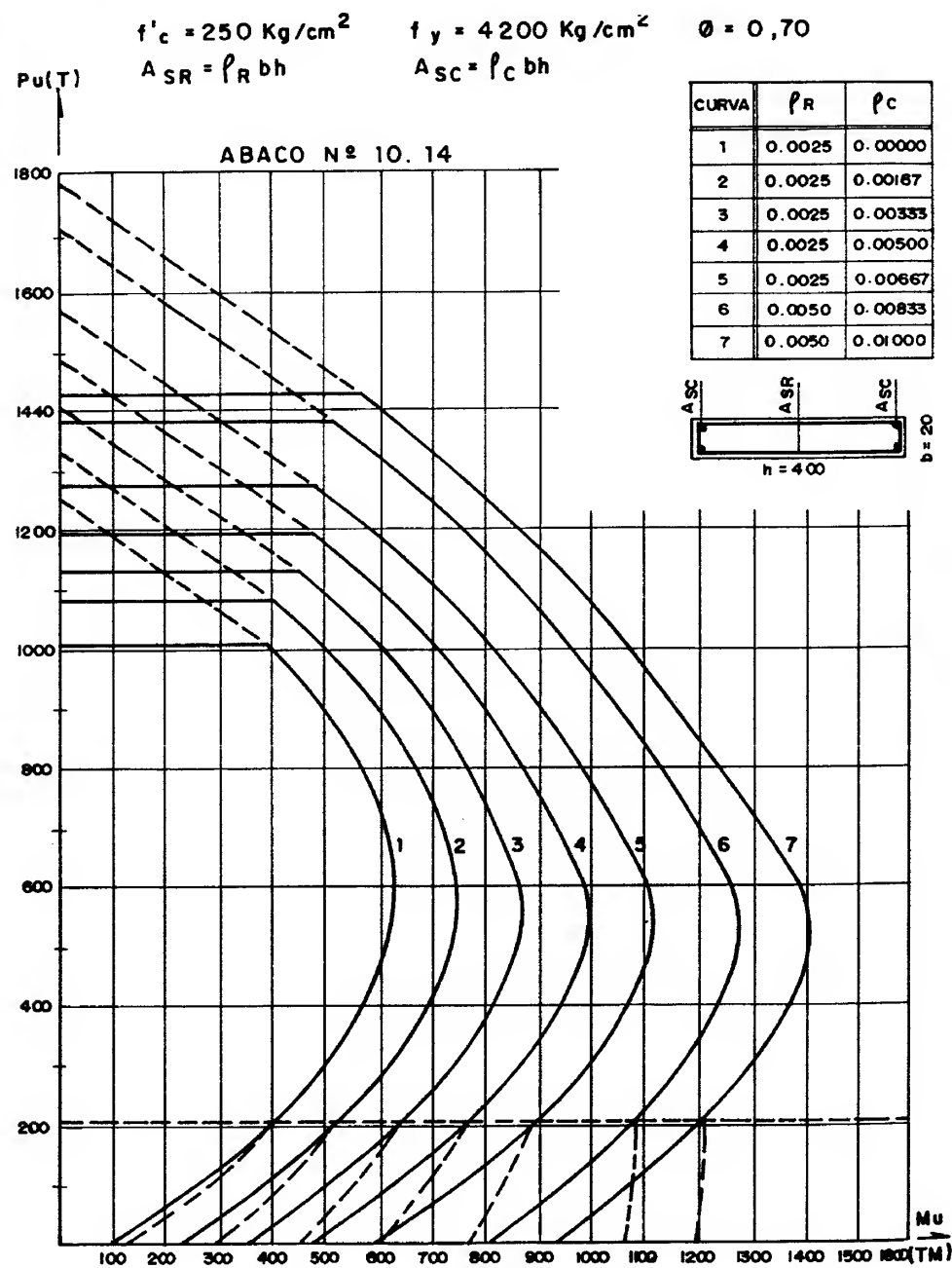
$$A_{SR} = \rho_R bh \quad A_{SC} = \rho_C bh$$



$$f'_c = 250 \text{ Kg/cm}^2 \quad f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2 \quad \phi = 0,70$$

$$A_{SR} = \rho_R bh \quad A_{SC} = \rho_C bh$$

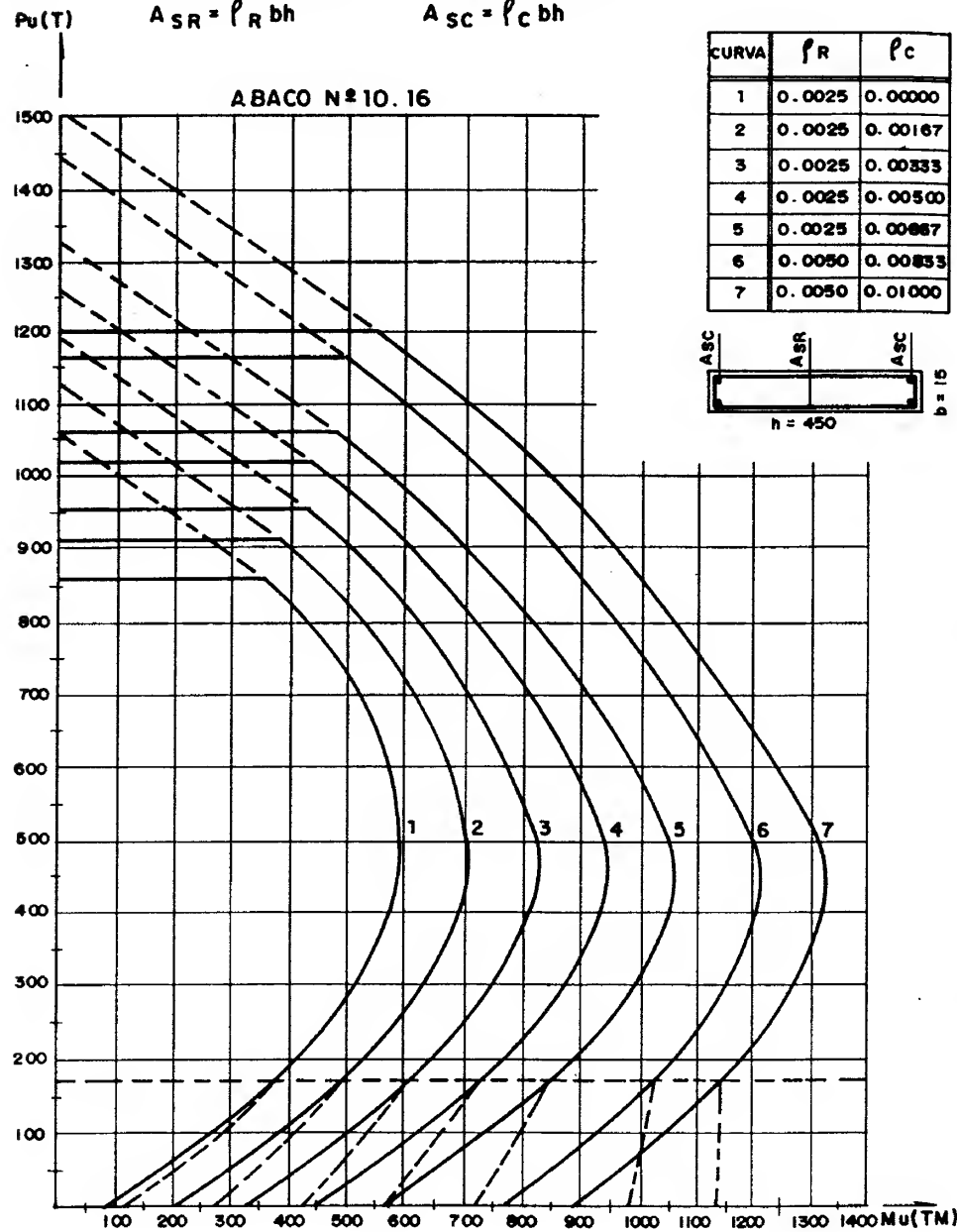






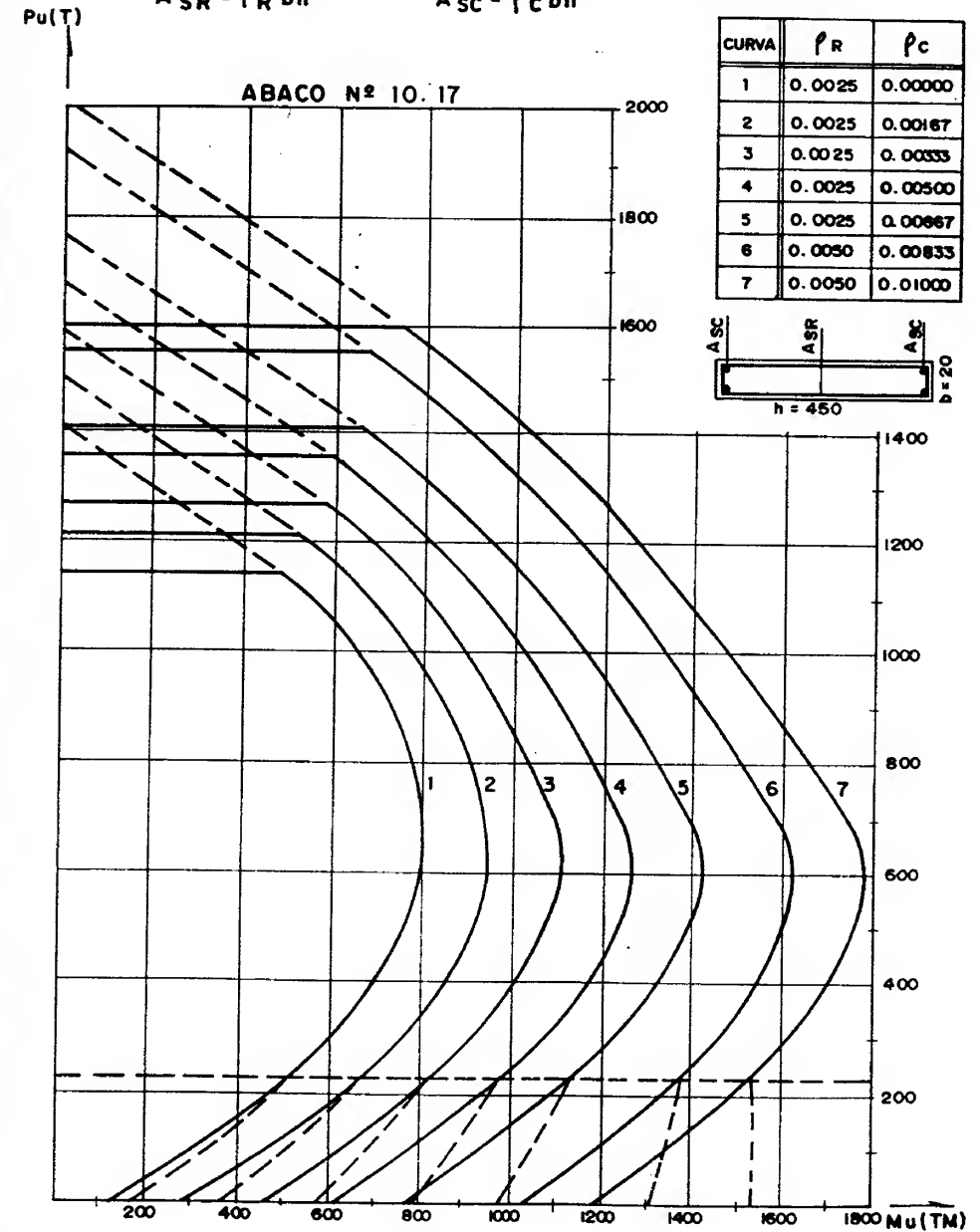
$$f'_c = 250 \text{ Kg/cm}^2 \quad f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2 \quad \theta = 0,70$$

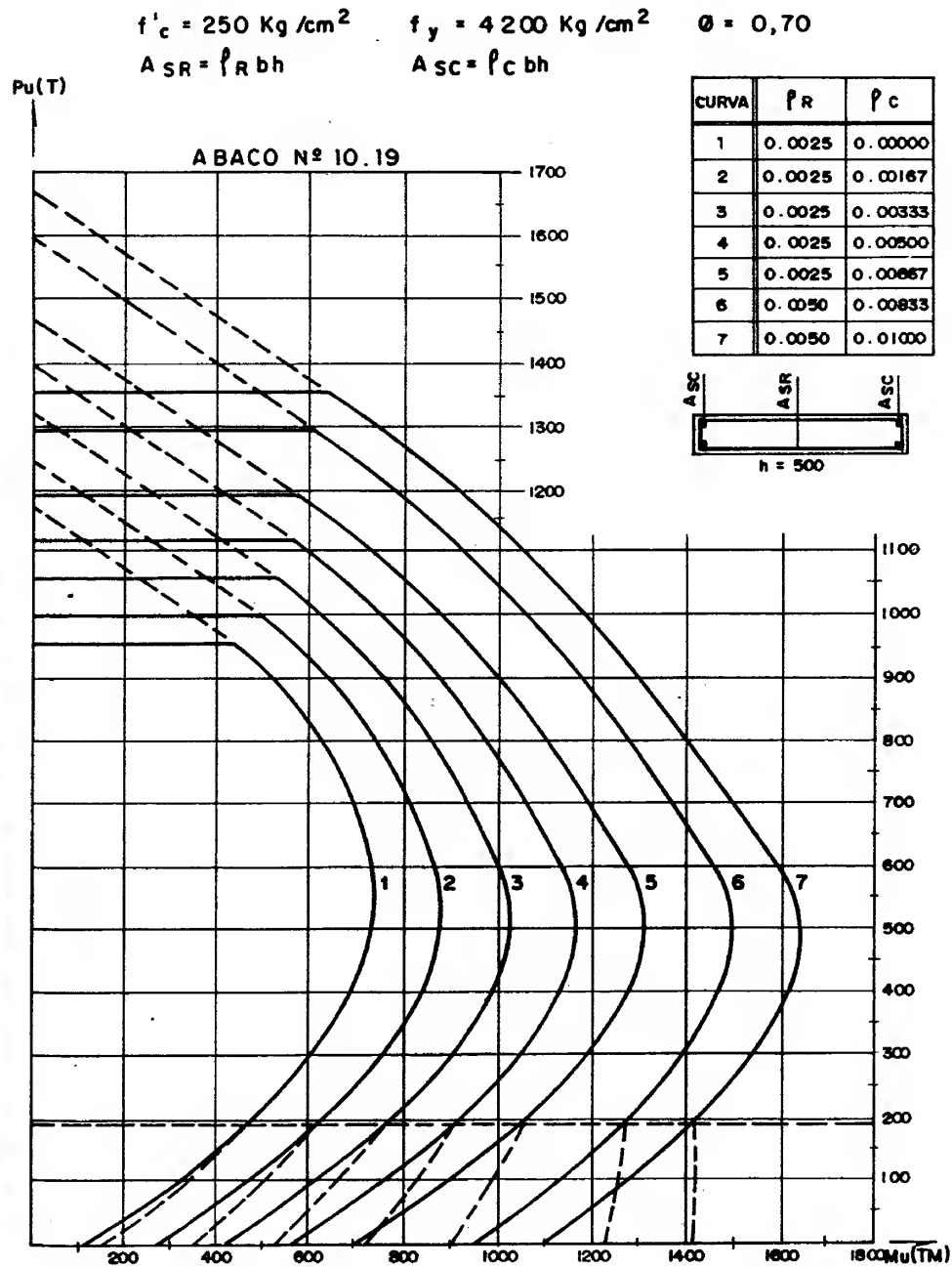
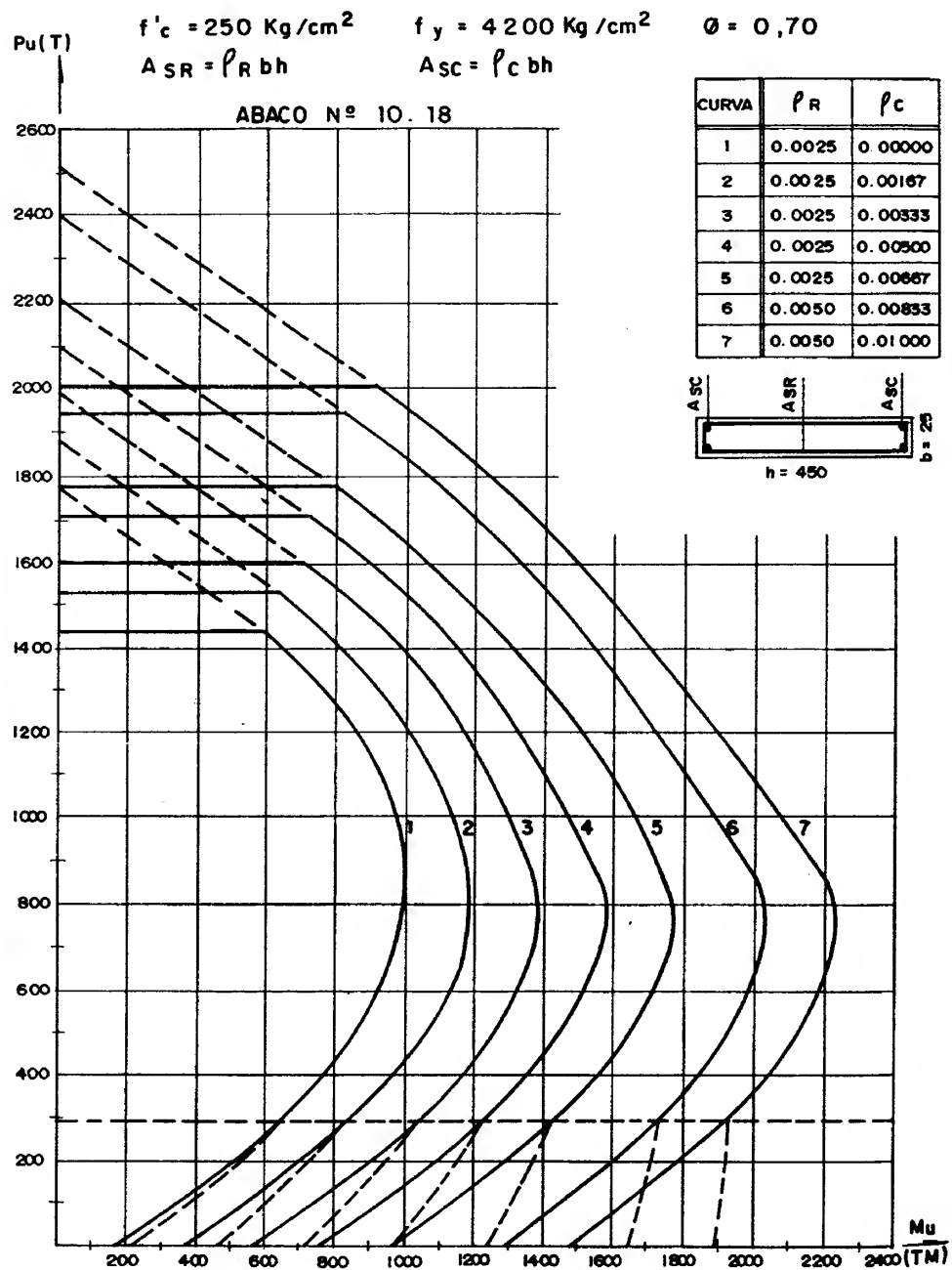
$$A_{SR} = \rho_R bh \quad A_{SC} = \rho_C bh$$

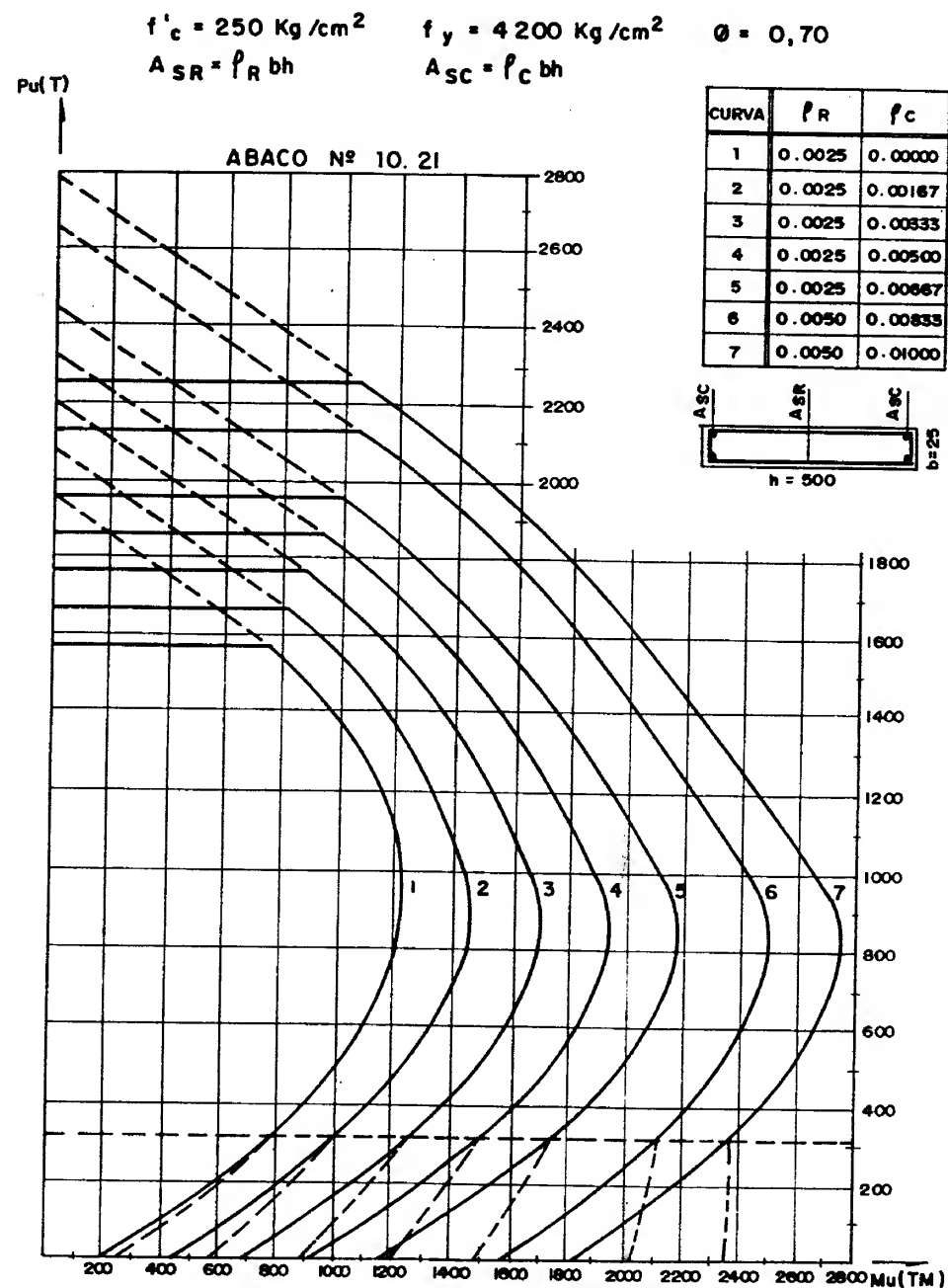
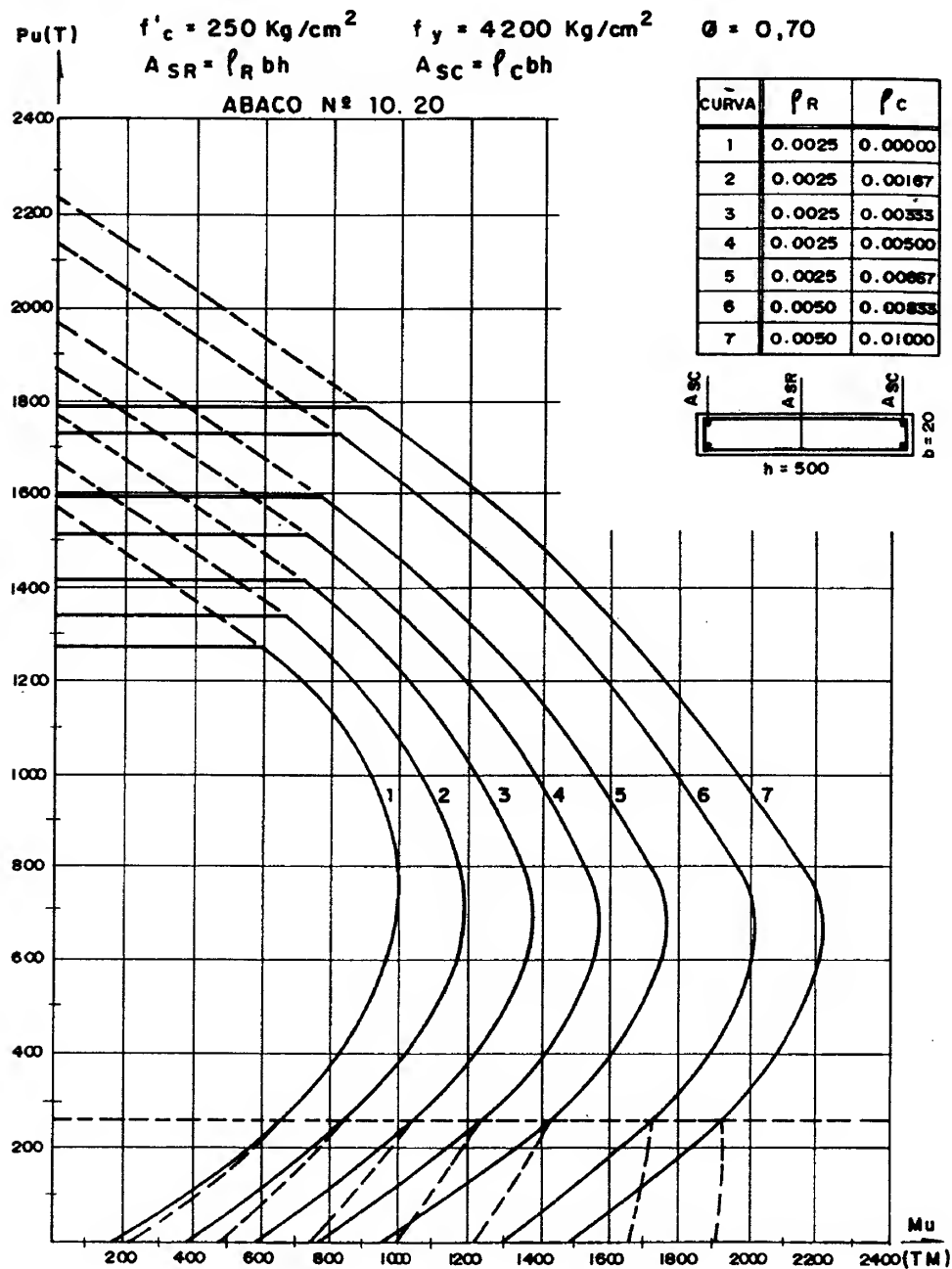


$$f'_c = 250 \text{ Kg/cm}^2 \quad f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2 \quad \theta = 0,70$$

$$A_{SR} = \rho_R bh \quad A_{SC} = \rho_C bh$$



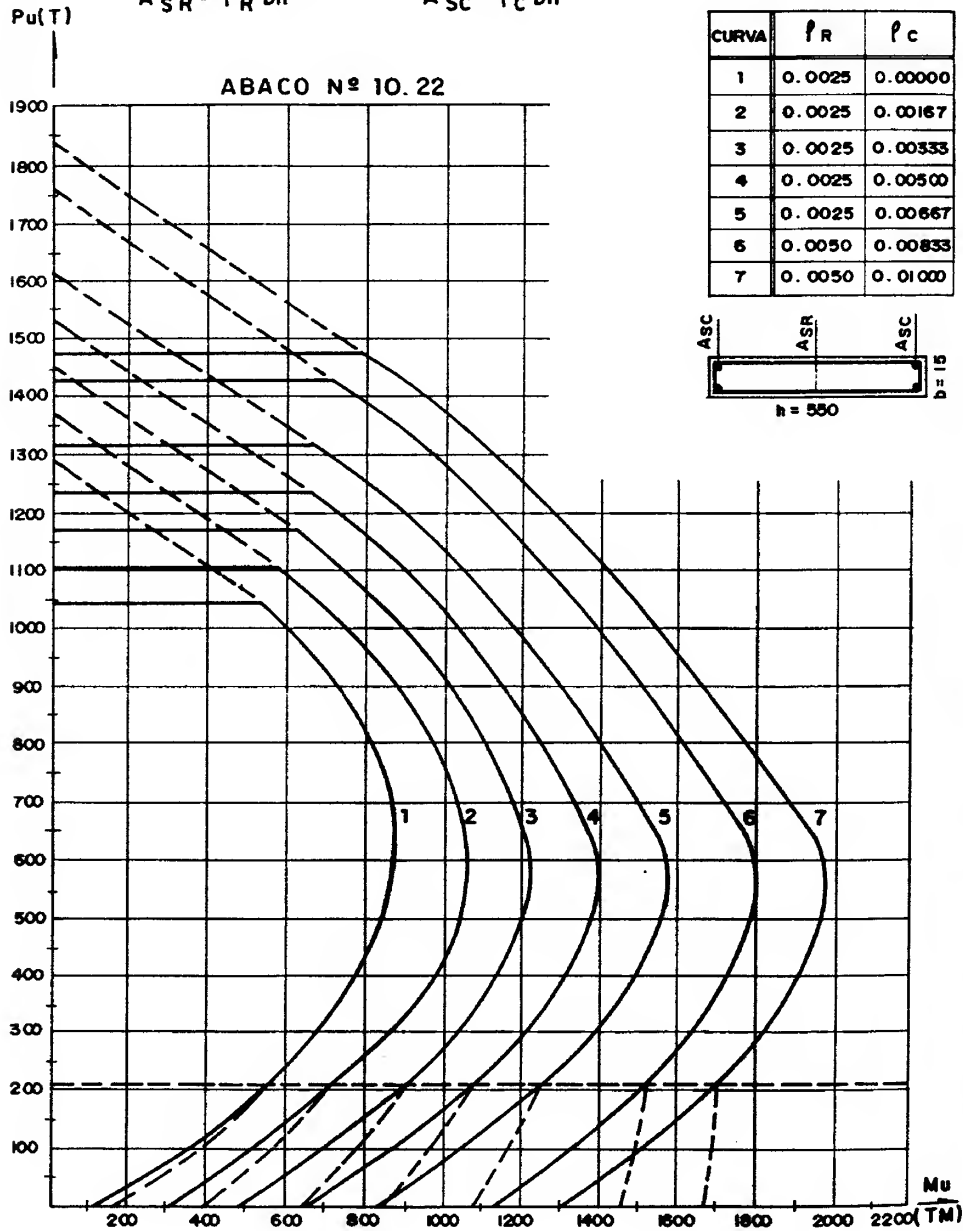






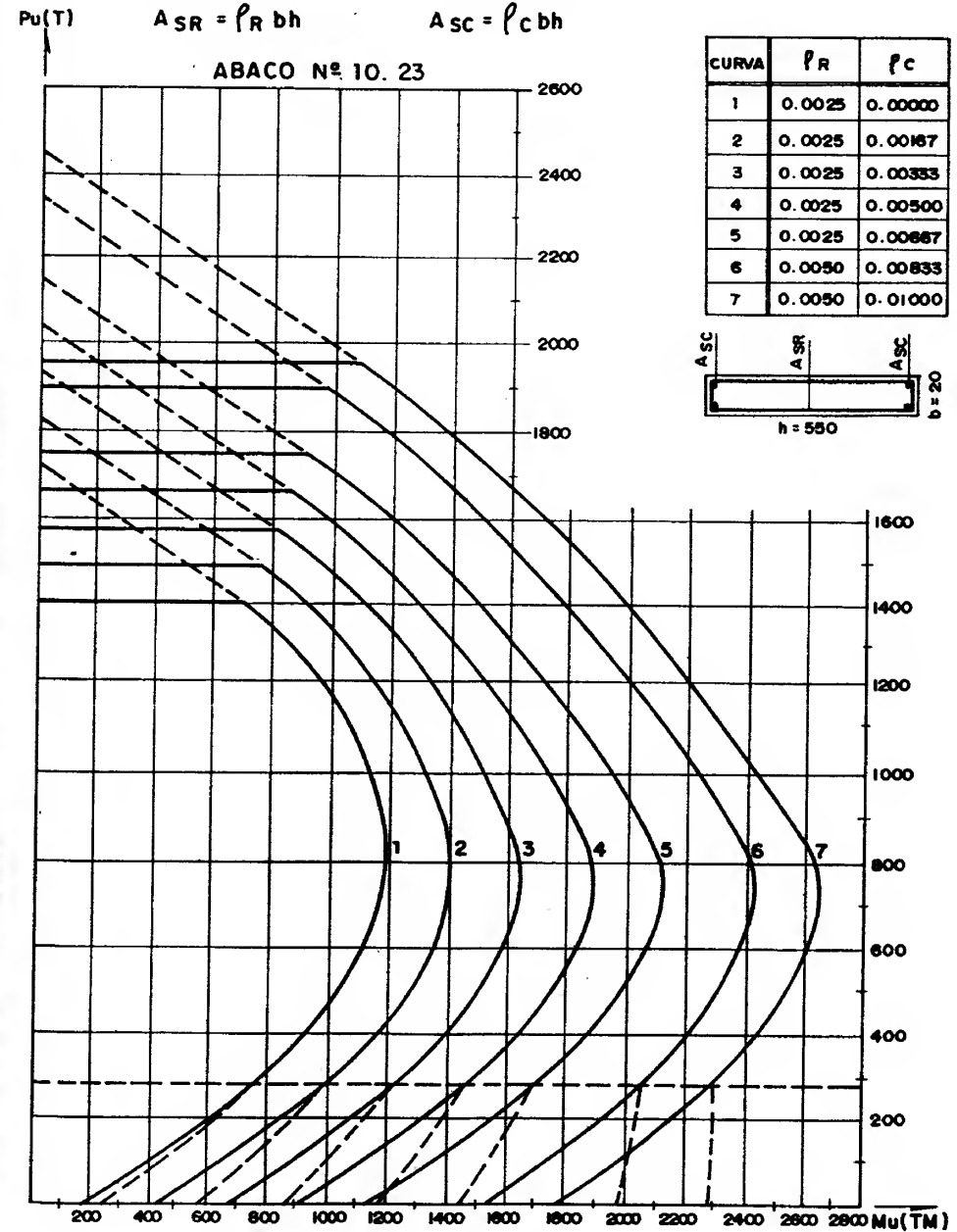
$$f'_c = 250 \text{ Kg/cm}^2 \quad f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2 \quad \theta = 0,70$$

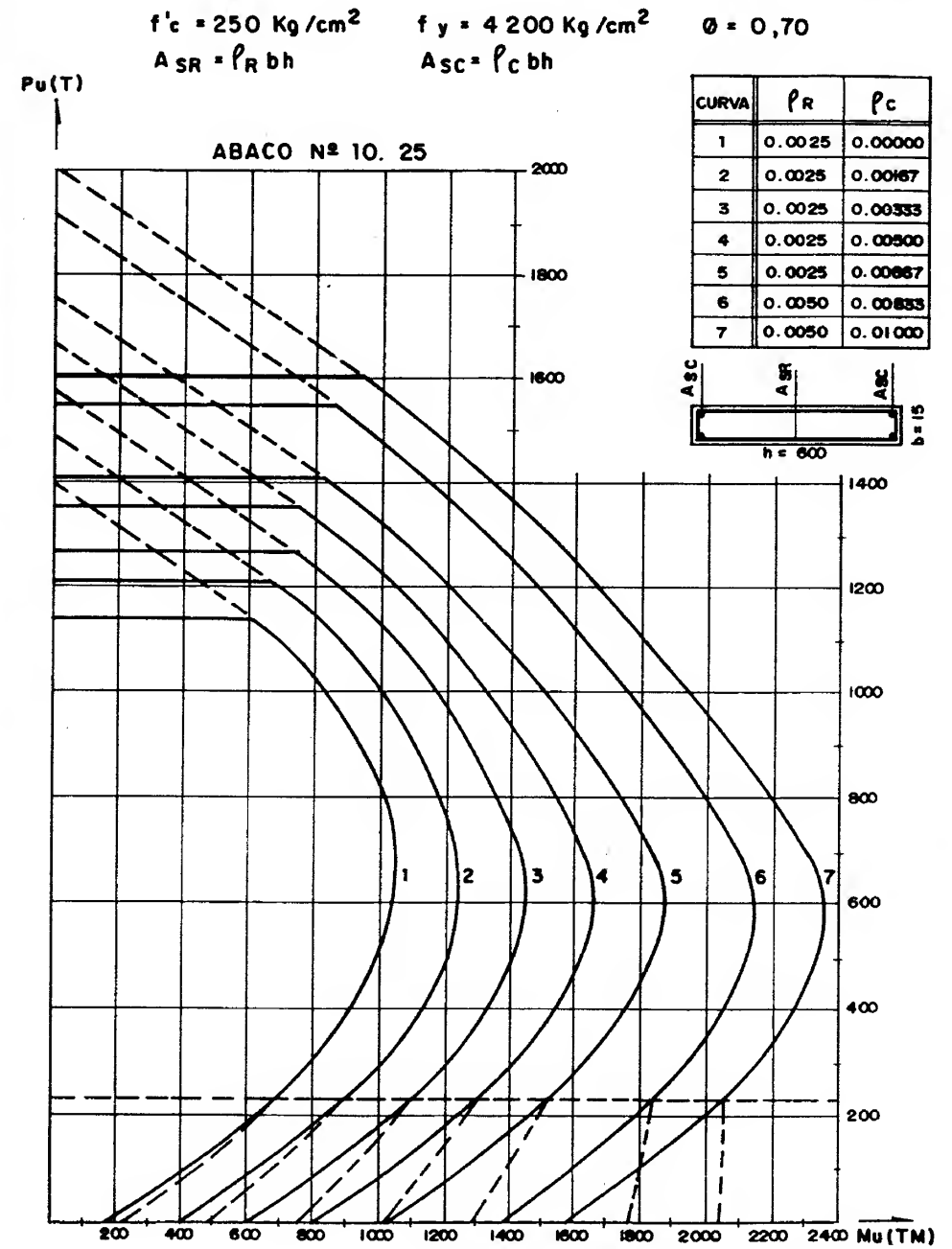
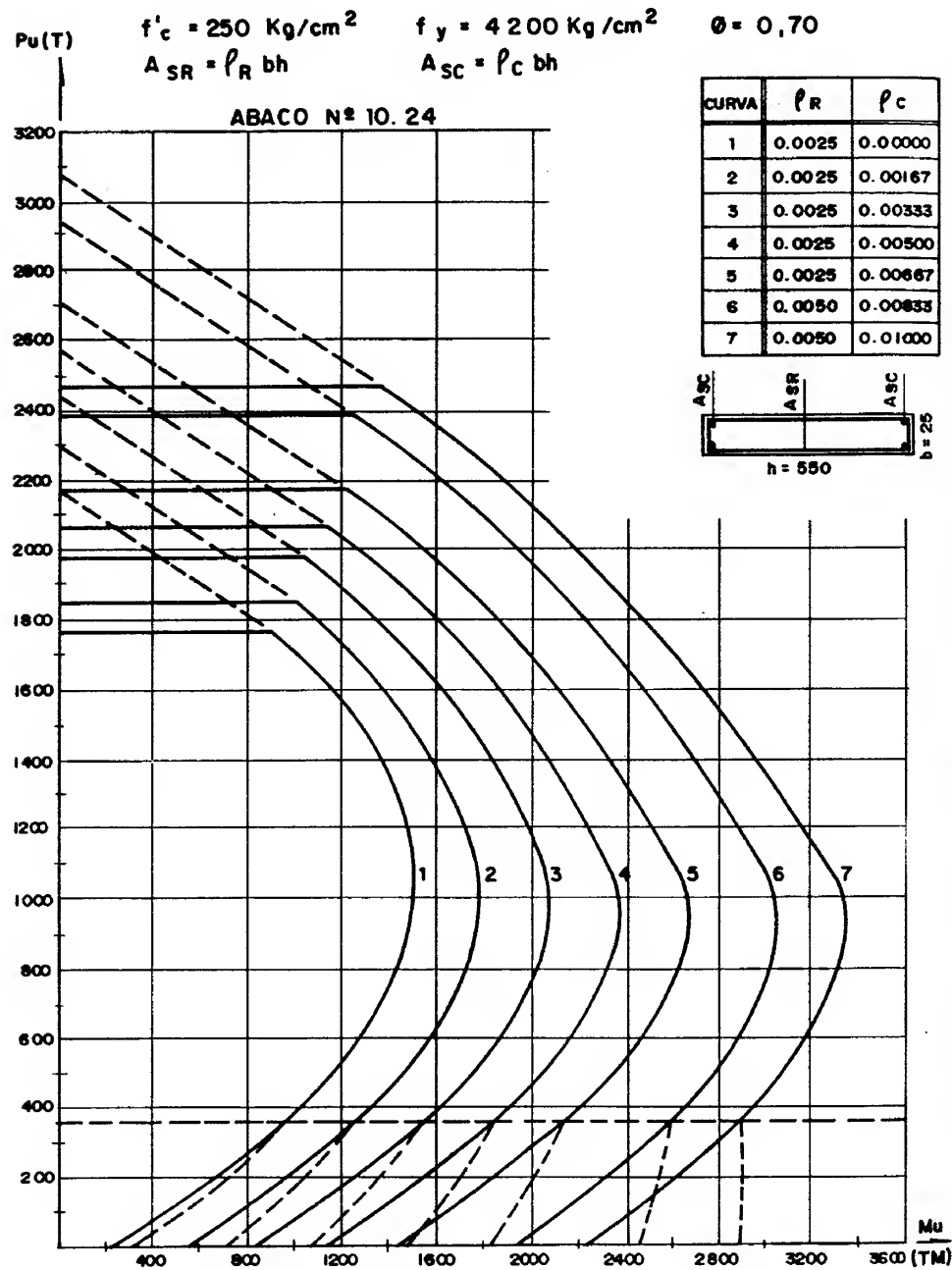
$$A_{SR} = \rho_R bh \quad A_{SC} = \rho_c bh$$

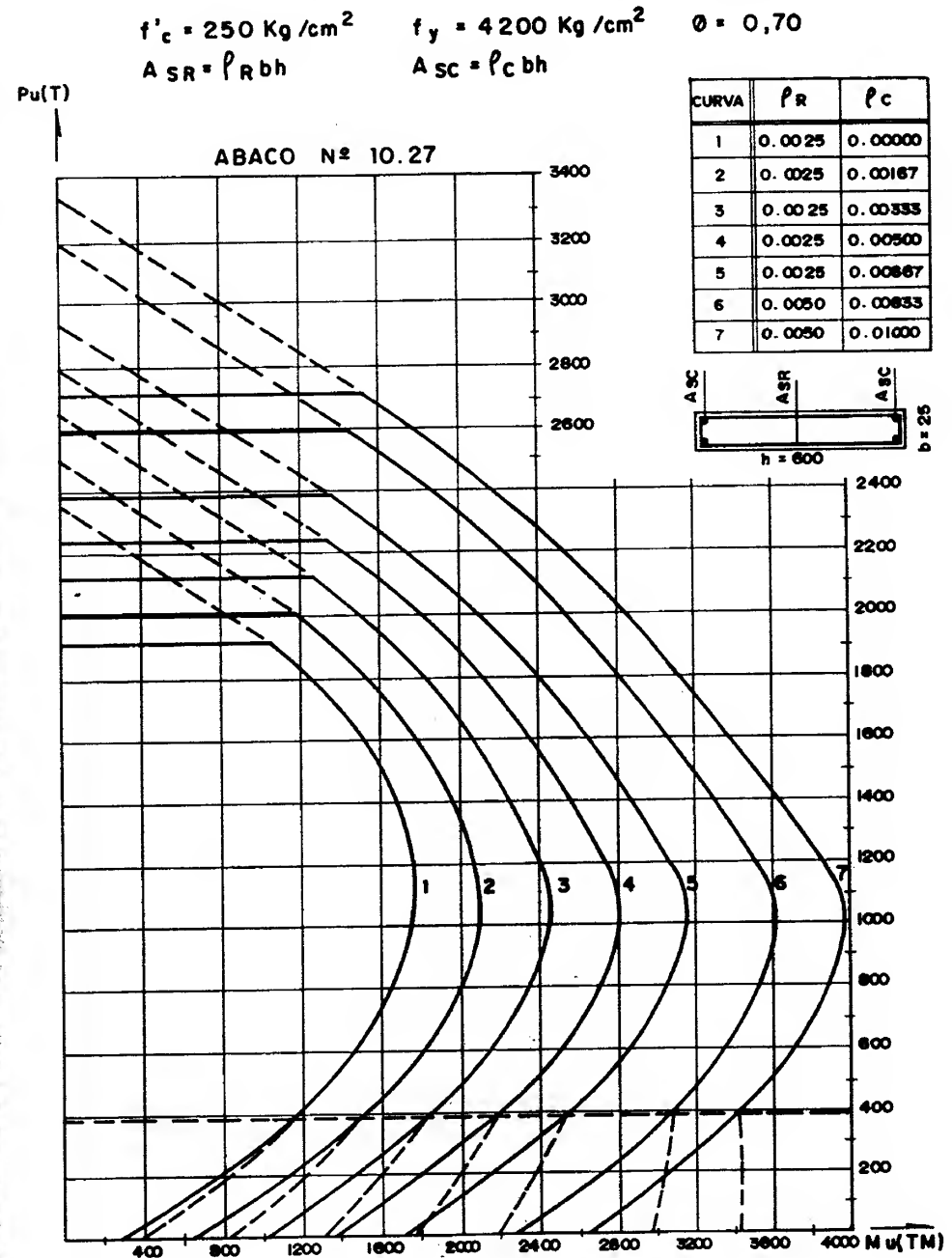
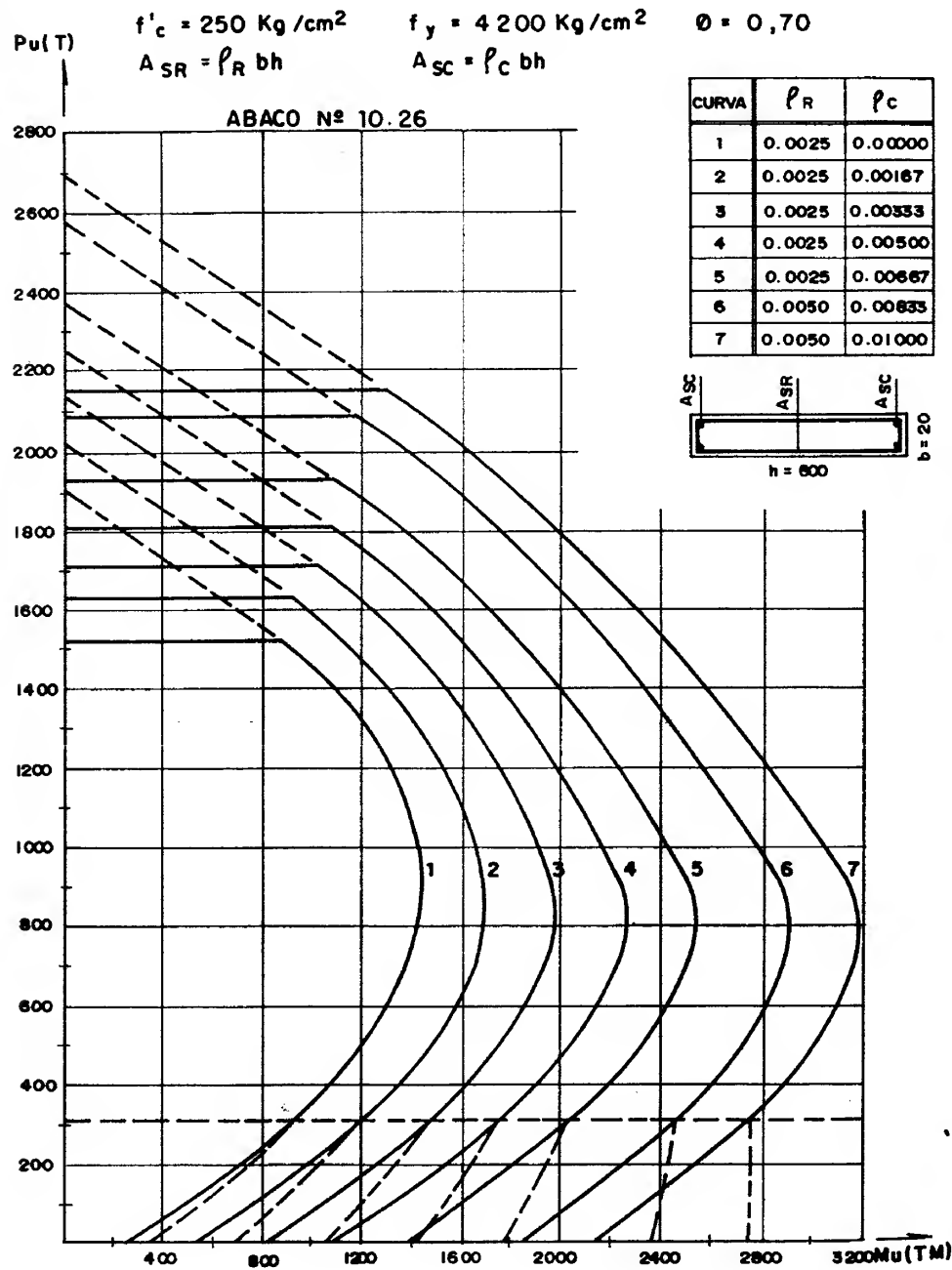


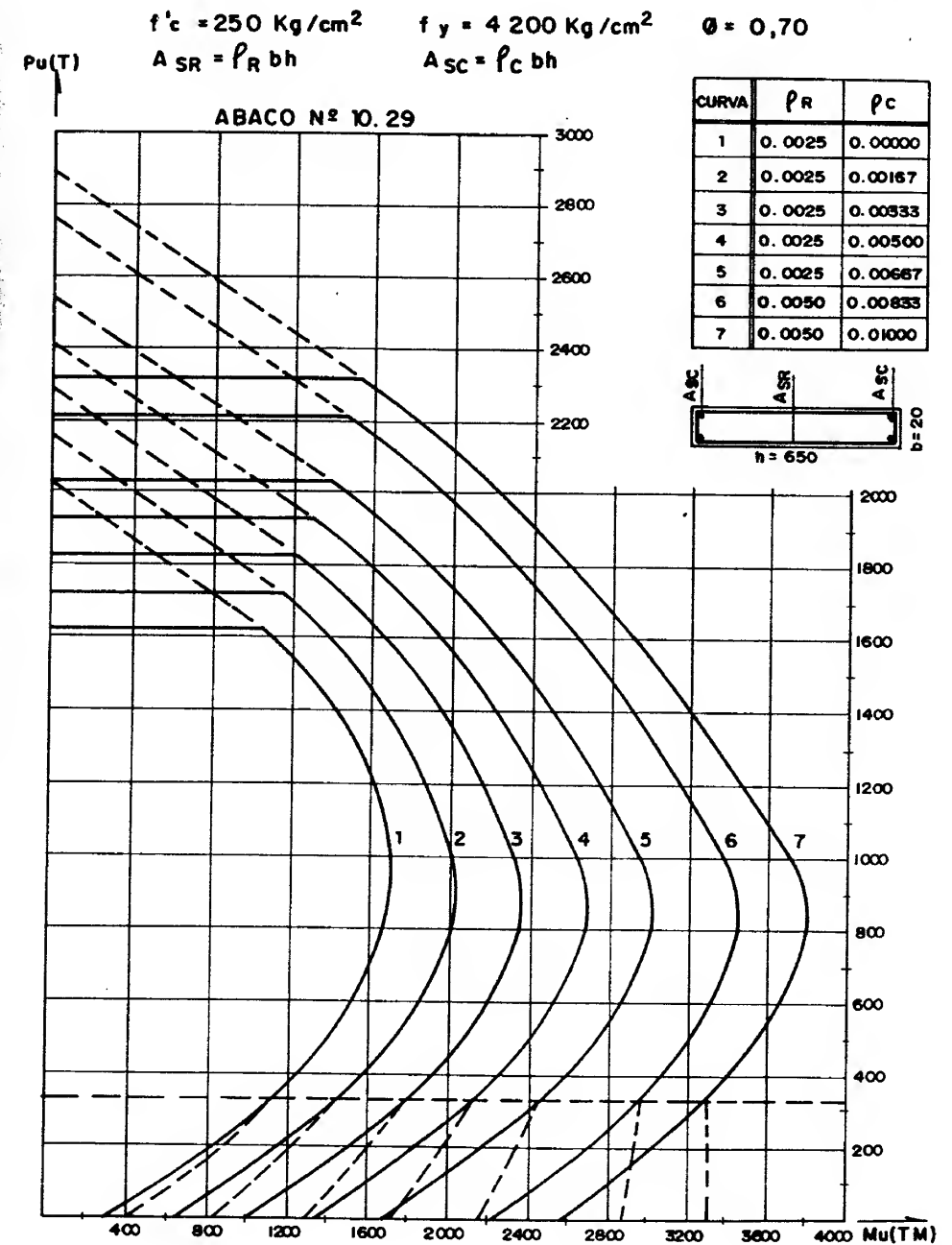
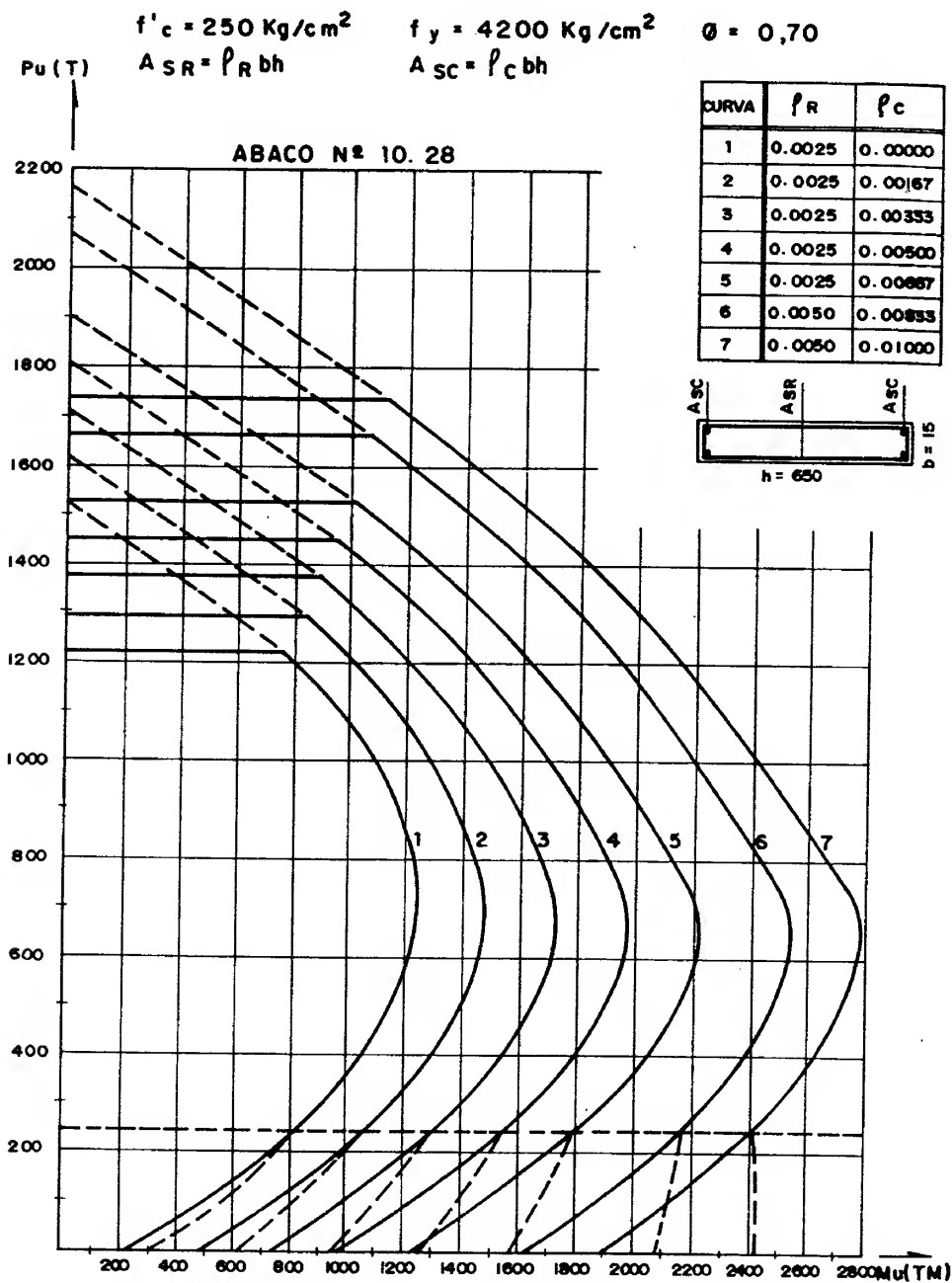
$$f'_c = 250 \text{ Kg/cm}^2 \quad f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2 \quad \theta = 0,70$$

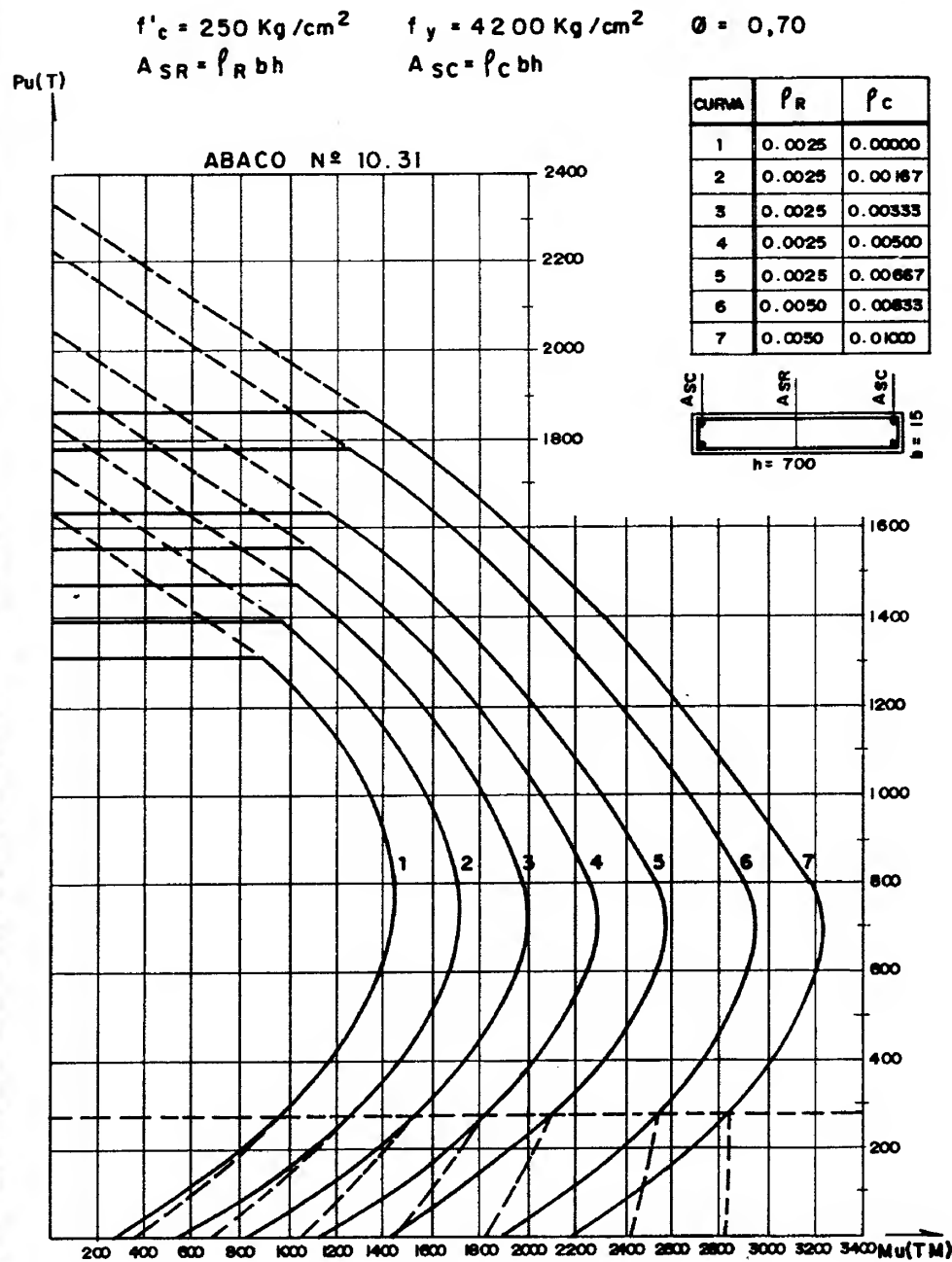
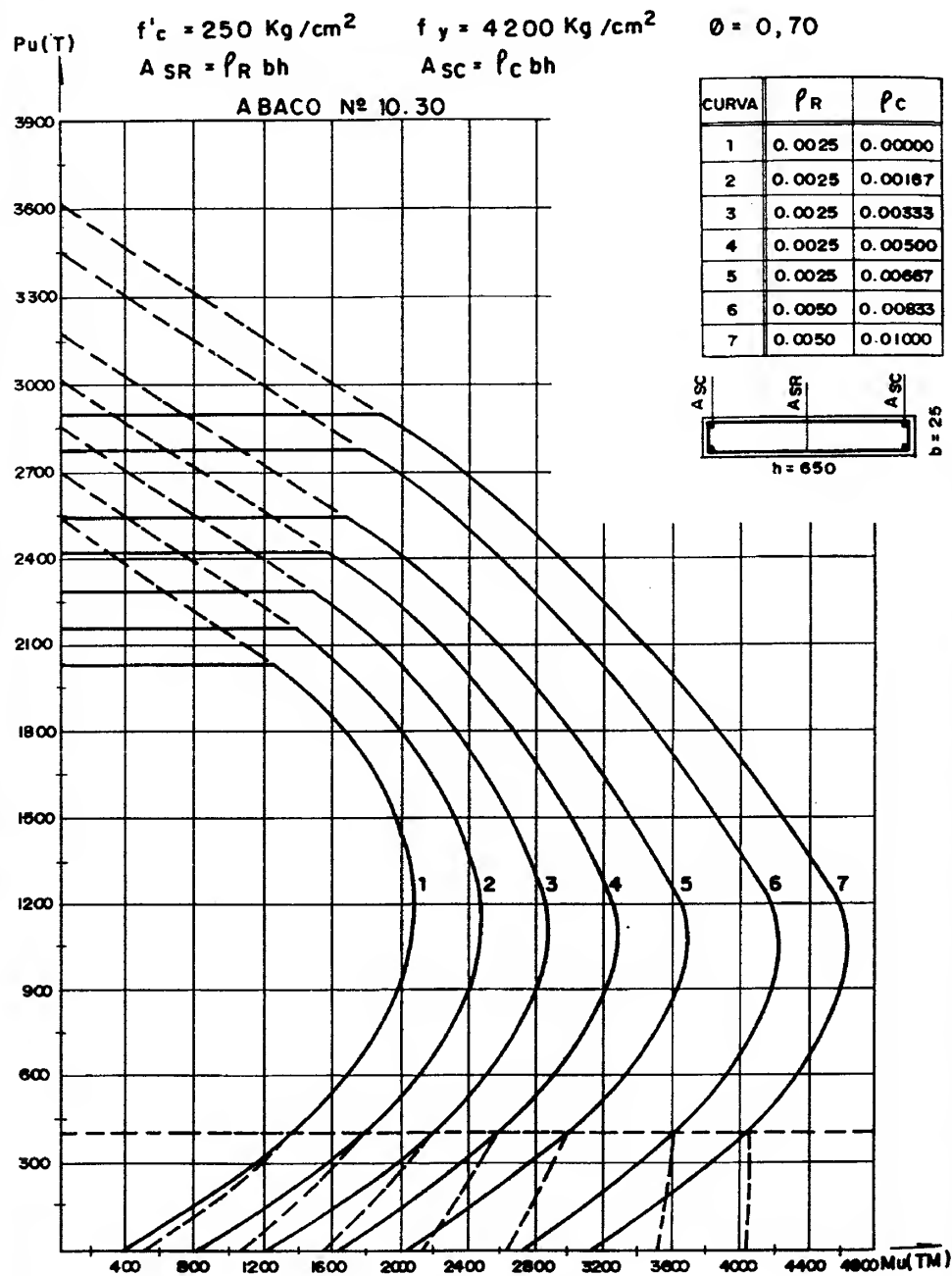
$$A_{SR} = \rho_R bh \quad A_{SC} = \rho_c bh$$









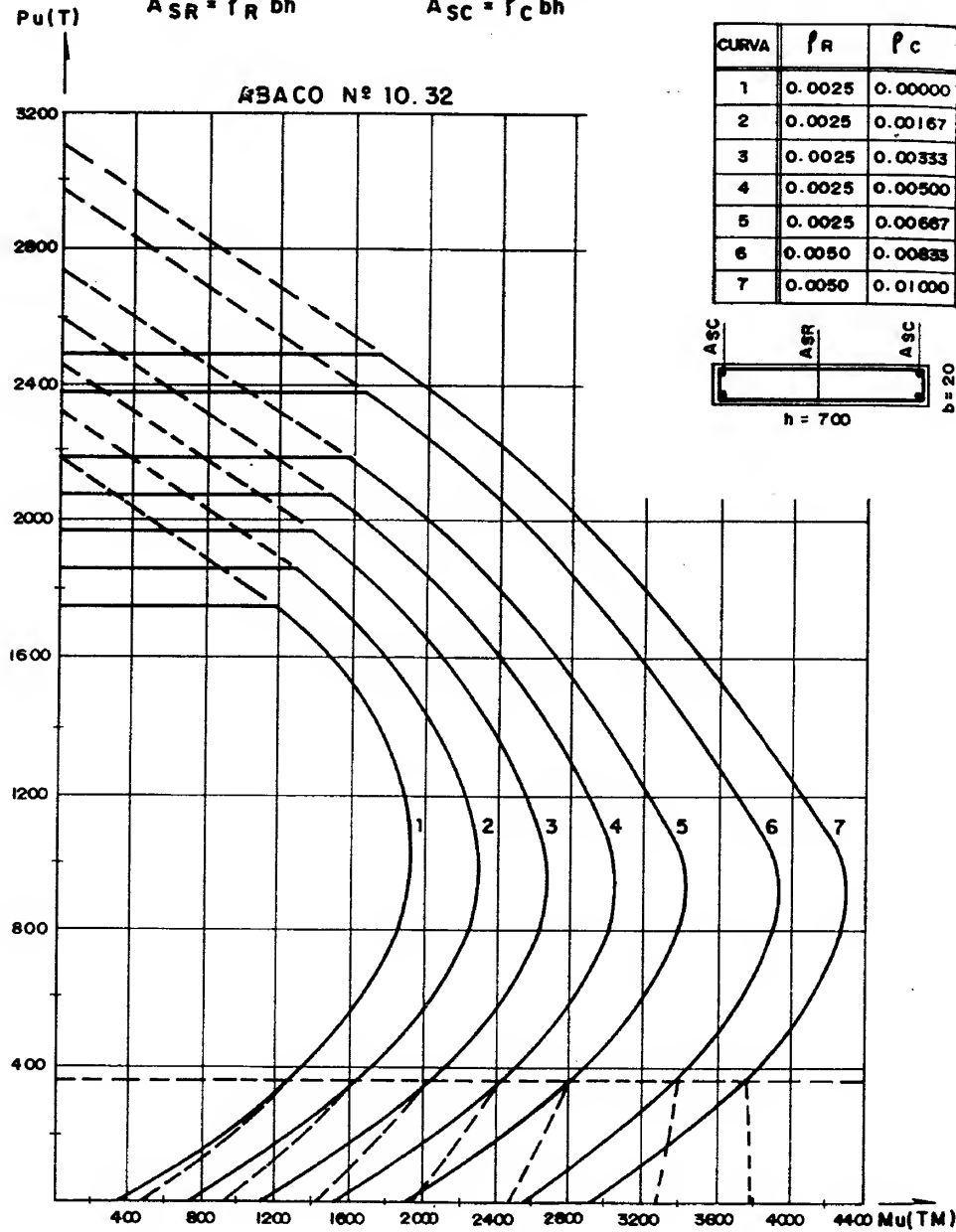




$$f'_c = 250 \text{ Kg/cm}^2 \quad f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2 \quad \phi = 0,70$$

$$A_{SR} = \rho_R bh$$

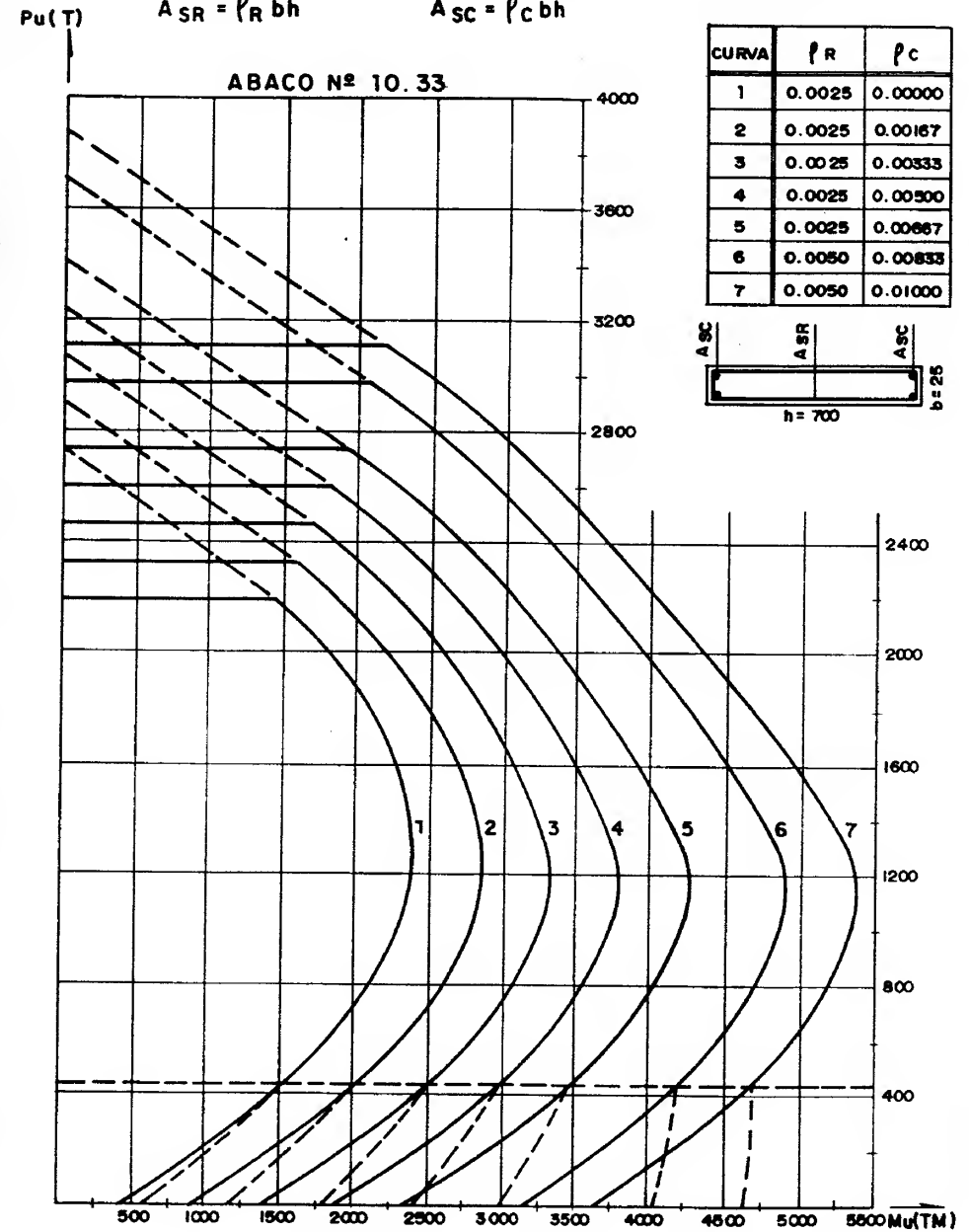
$$A_{SC} = \rho_C bh$$

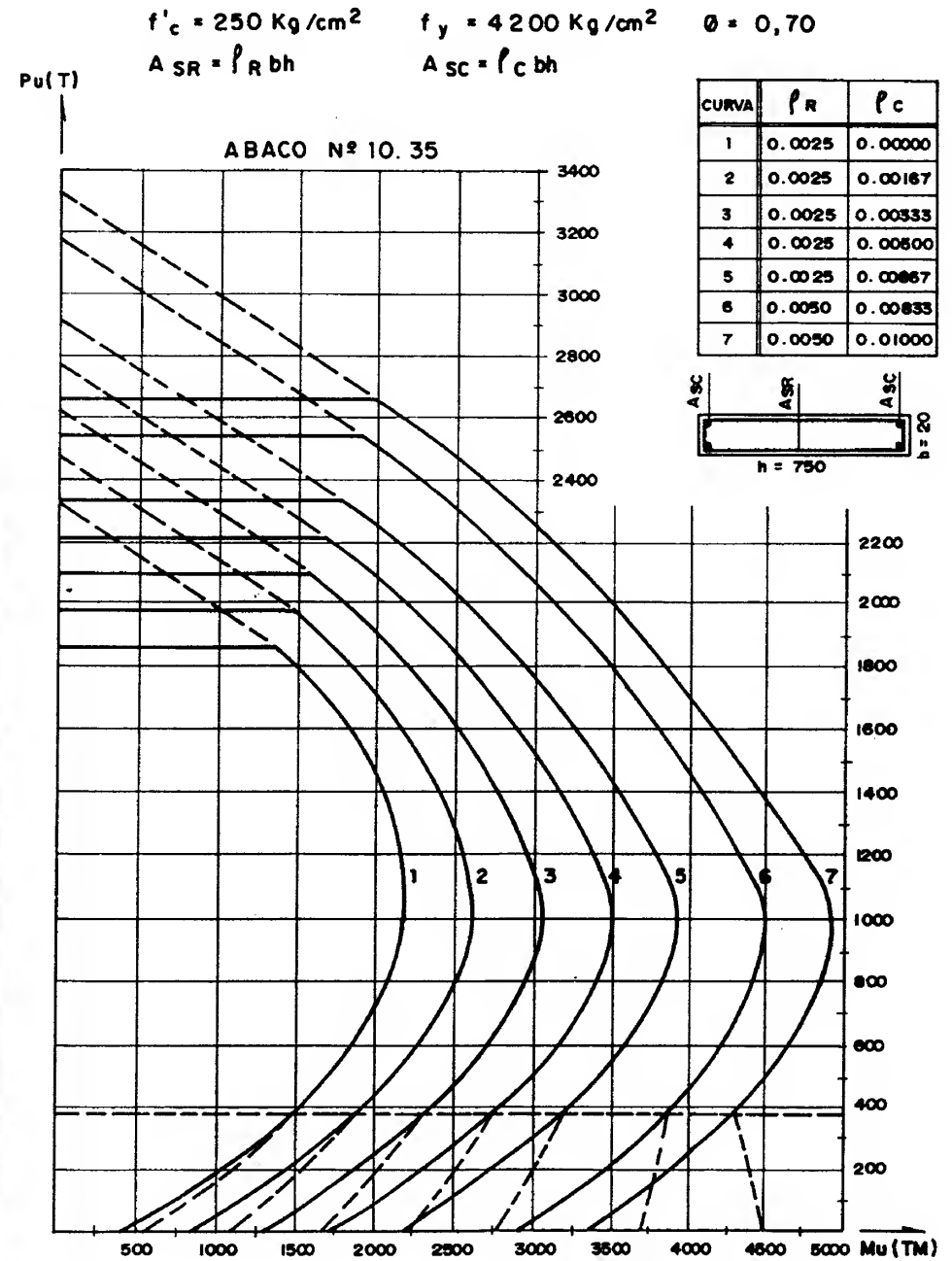
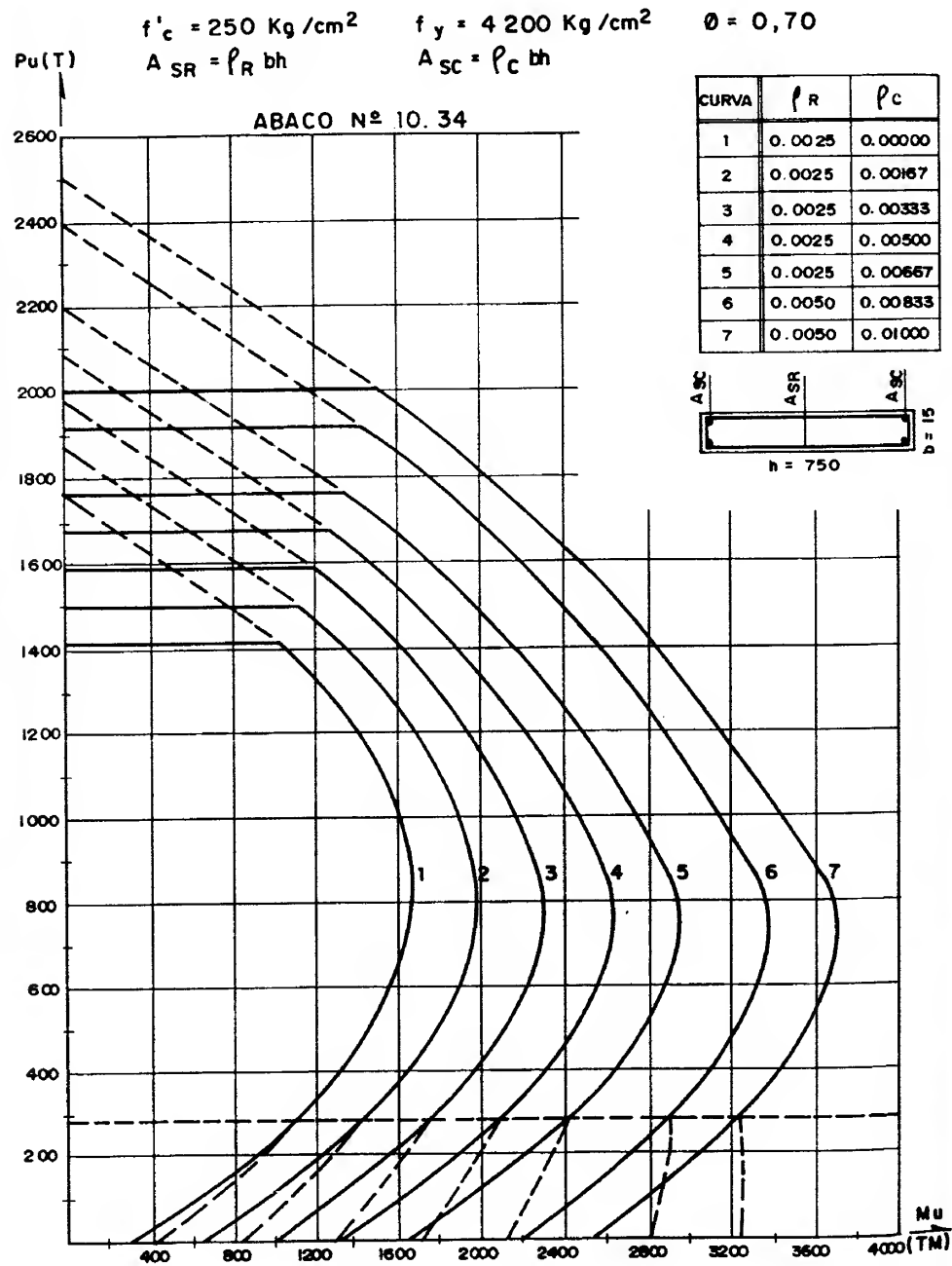


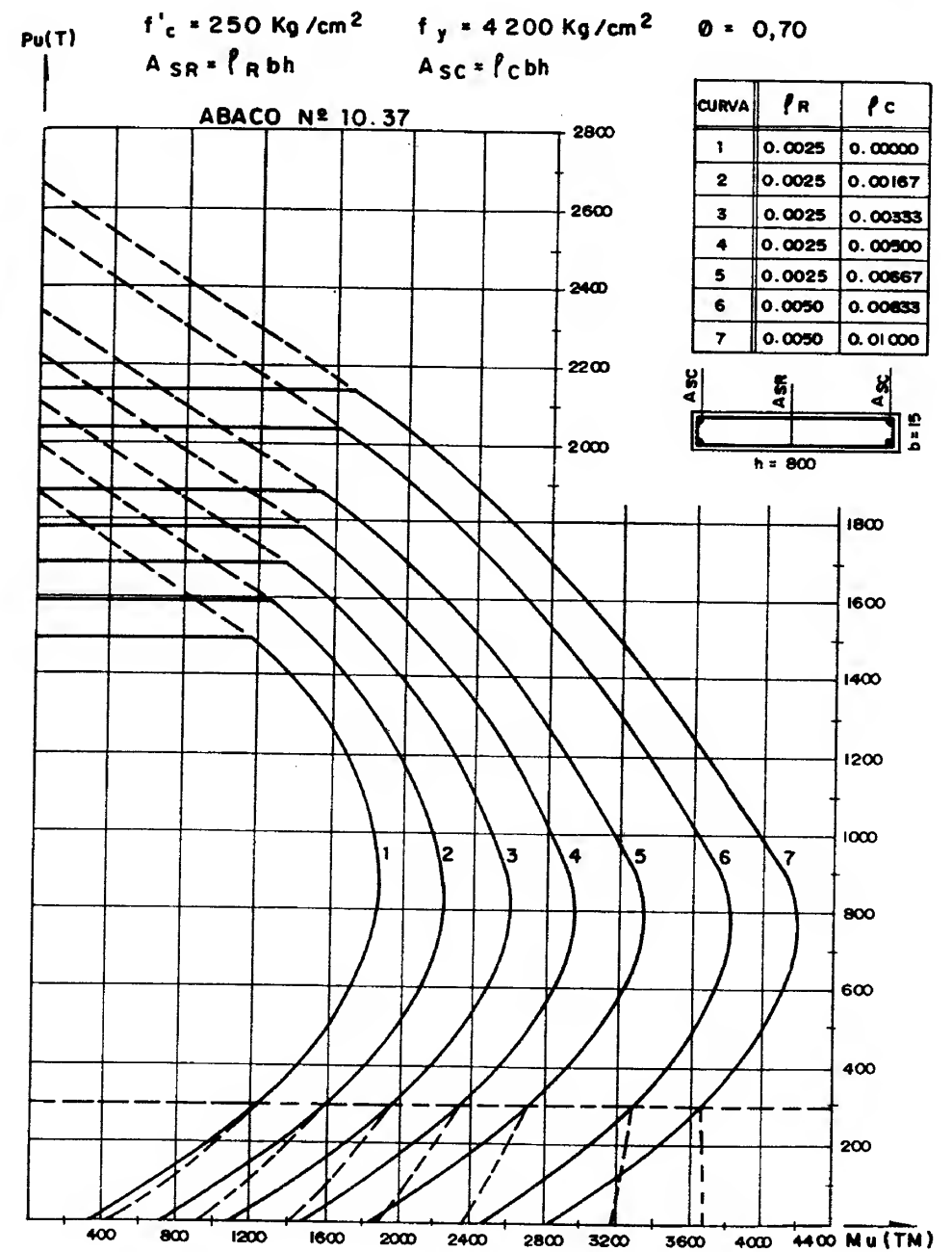
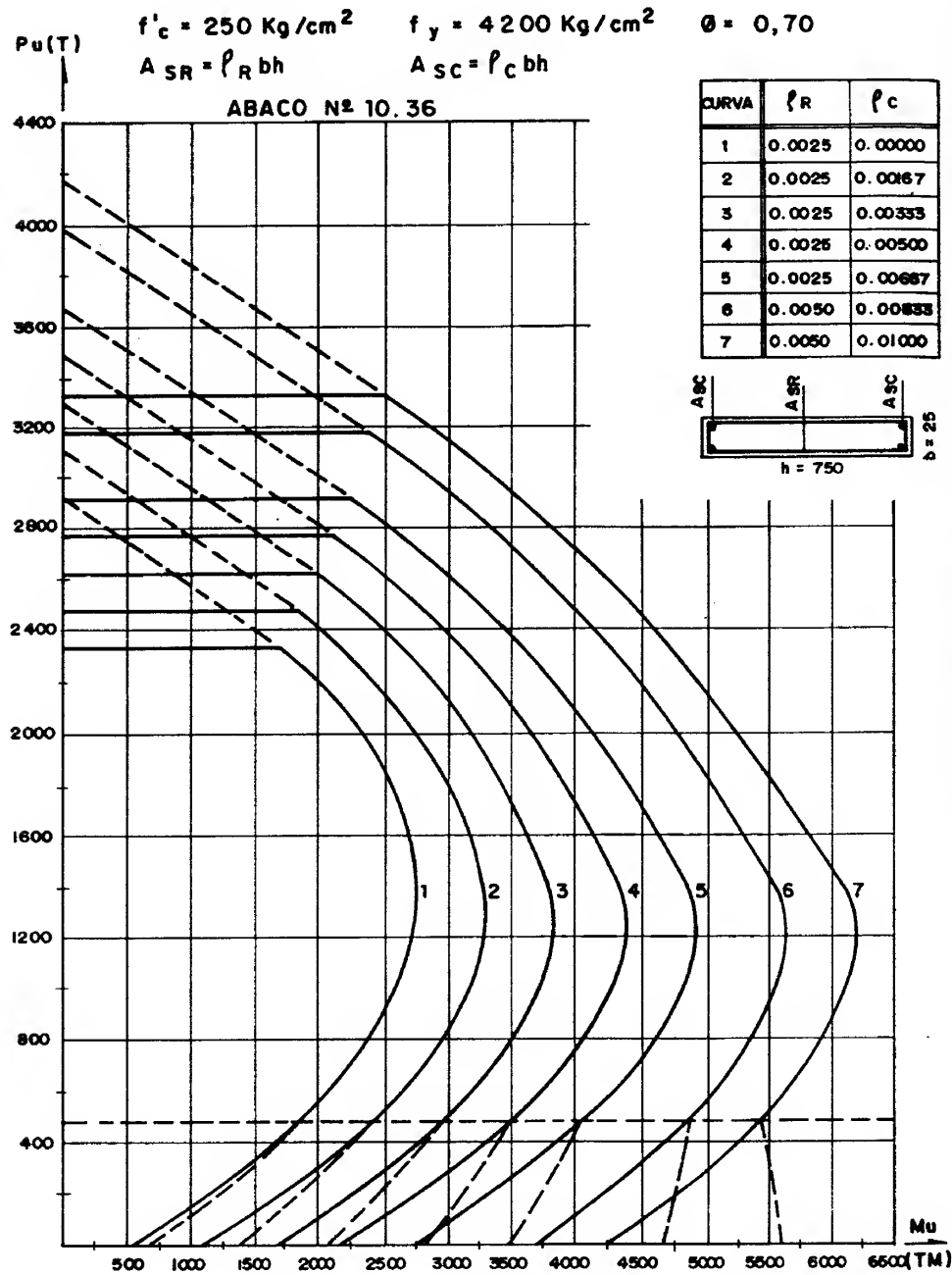
$$f'_c = 250 \text{ Kg/cm}^2 \quad f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2 \quad \phi = 0,70$$

$$A_{SR} = \rho_R bh$$

$$A_{SC} = \rho_C bh$$



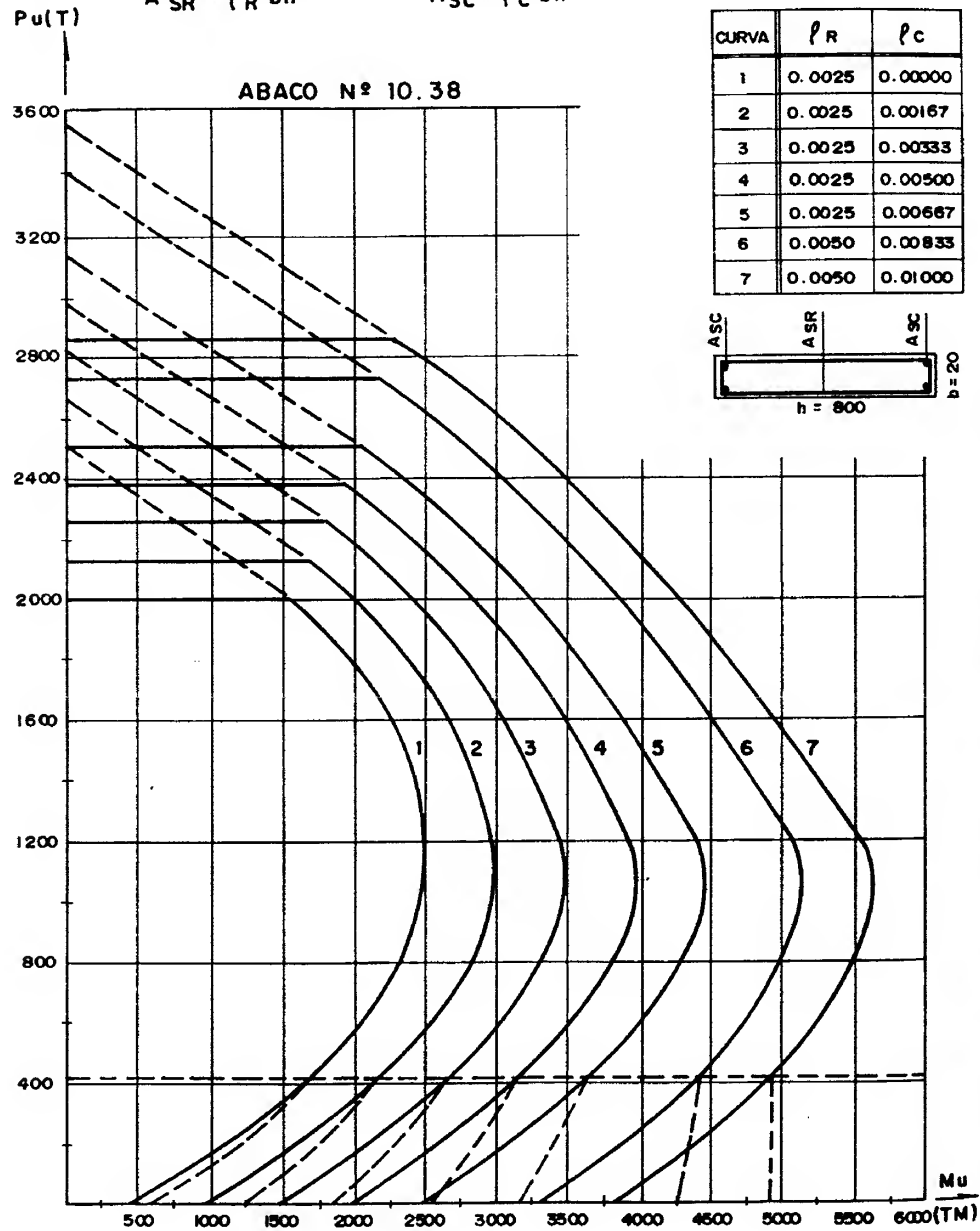






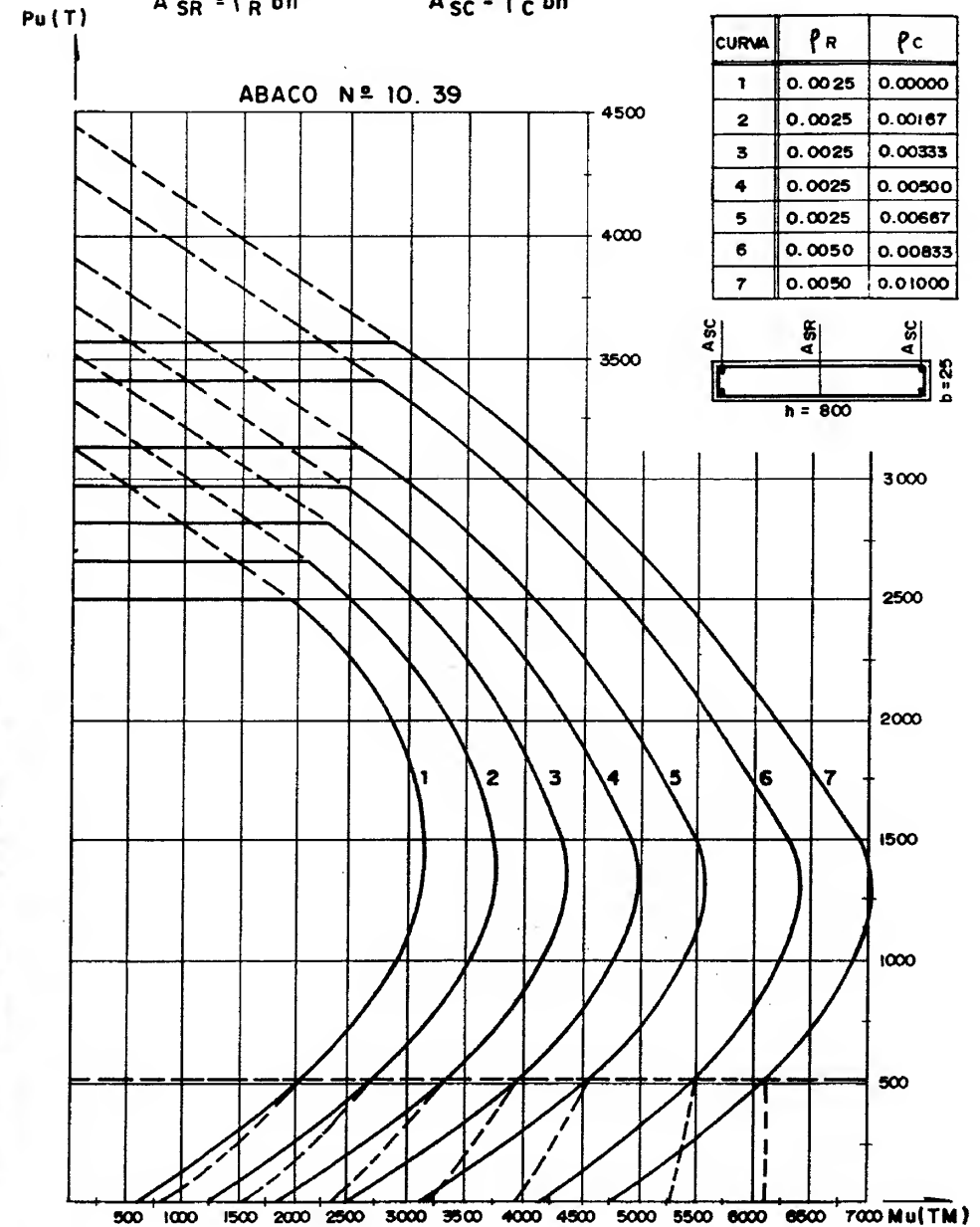
$$f'_c = 250 \text{ Kg/cm}^2 \quad f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2 \quad \phi = 0,70$$

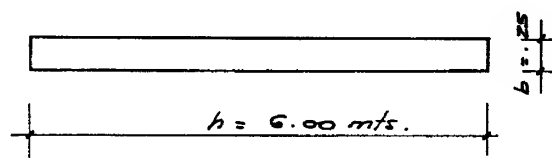
$$A_{SR} = \rho_R bh \quad A_{SC} = \rho_C bh$$



$$f'_c = 250 \text{ Kg/cm}^2 \quad f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2 \quad \phi = 0,70$$

$$A_{SR} = \rho_R bh \quad A_{SC} = \rho_C bh$$



DISEÑO DE PANTALLAS

DATOS :

$b = 0.25$ mts.
 $h = 6.00$ mts.
 $f'_c = 250$ K/cm²
 $F_y = 4200$ K/cm²
 $P_u = 1200$ T.
 $M_u = 2400$ T-mt.

1) SE BUSCA EN LOS DIAGRAMAS DE INTERACCION LA PANTALLA QUE TENGA LA GEOMETRIA INDICADA EN LOS DATOS (TABLA 10.27).

2) SE ENTRA CON $P_u = 1200$ T y $M_u = 2400$ T-mt. Y SE OBTIENE UN PUNTO QUE CORRESPONDE APROXIMADAMENTE A LA CURVA # 3.

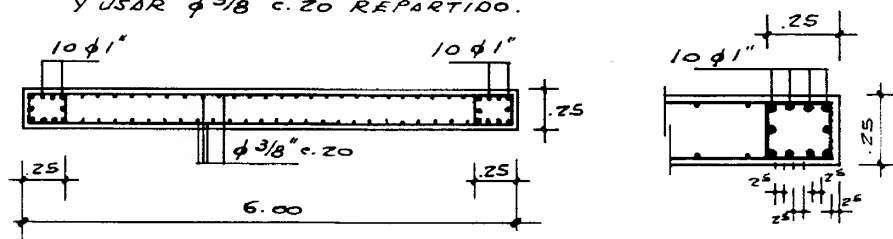
3) LA CURVA 3 INDICA QUE EL PORCENTAJE DE ACERO REPARTIDO EN LAS CARAS DE LA PANTALLA ES $\rho_R = 0.0025$ Y EL PORCENTAJE DE ACERO EN LAS CABEZAS DE LA PANTALLA ES $\rho_C = 0.00333$

4) TENEMOS ENTONCES :

ACERO REPARTIDO $= 0.0025 \times 25 \times 600 = 37.5$ cm²
QUE SE REPARTIRA EN LAS DOS CARAS.

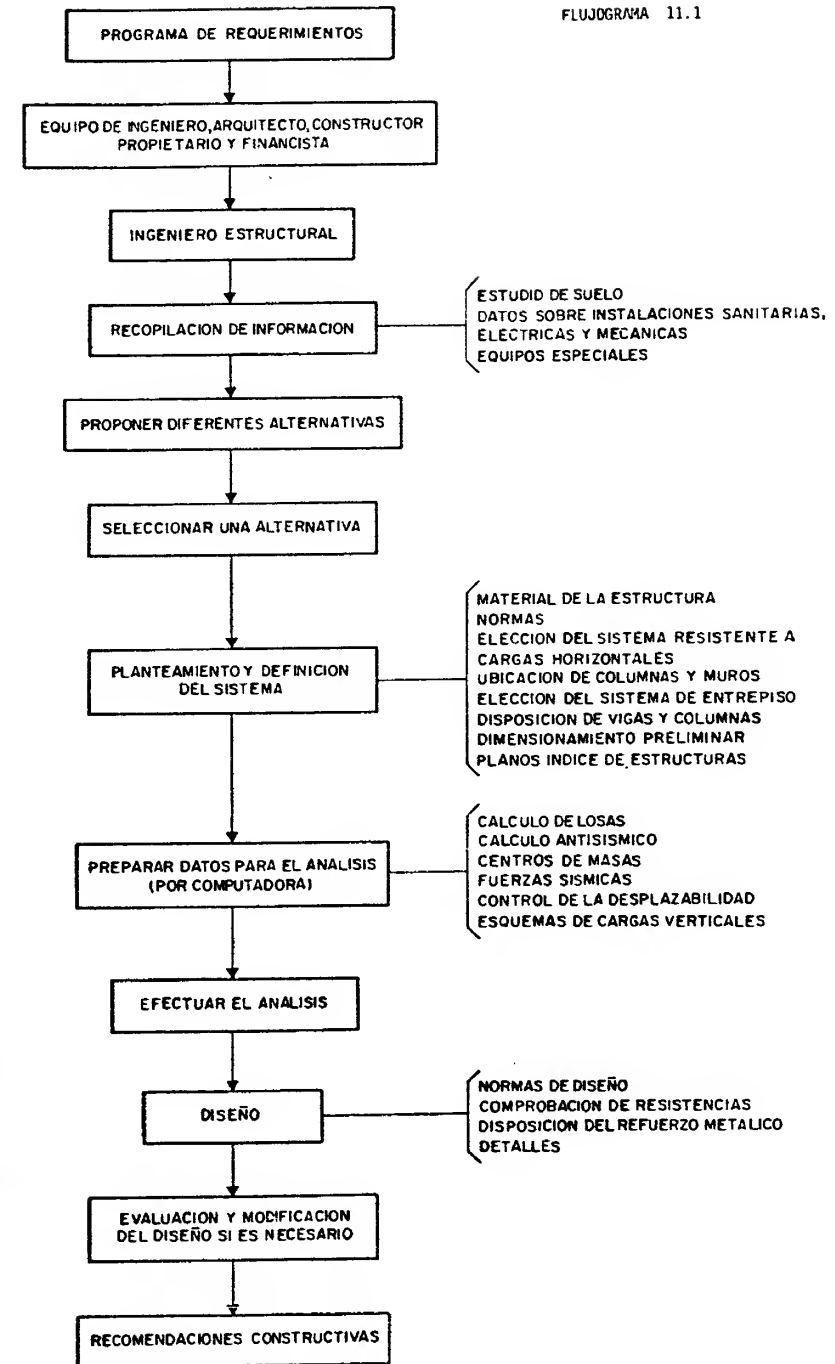
ACERO EN LAS CABEZAS $= 0.00333 \times 25 \times 600 = 49.95$ cm²
QUE IRA EN CADA EXTREMO DE LA PANTALLA.

SE PUEDE UTILIZAR $10 \phi 1"$ EN LAS CABEZAS Y USAR $\phi 3/8"$ c. 20 REPARTIDO.



*Criterios de Estructuración.
Configuración Estructural*







11.1 CRITERIOS GENERALES PARA LA ELECCIÓN DEL SISTEMA EN EDIFICIOS DE CONCRETO ARMADO.

11.1.1 SISTEMAS ESTRUCTURALES

Los sistemas estructurales se clasifican desde el punto de vista de la resistencia a carga verticales, atendiendo al tipo de losa empleada, de acuerdo con el siguiente cuadro:

SISTEMA	ELEMENTOS PRINCIPALES	TIPOS DE LOSAS
Con Vigas	Macizas Losas Nervadas Vigas Columnas o Pantallas Fundaciones	Armadas en 1 Dirección Armadas en 2 Direcciones
Sin Vigas	Reticulares Losas Fungiformes Columnas o Pantallas Fundaciones	



Desde el punto de vista de la resistencia a cargas horizontales, los sistemas estructurales pueden clasificarse según el siguiente cuadro:

SISTEMA	ELEMENTOS PRINCIPALES
Pórtico	Vigas y Columnas
Pórtico con Diagonales	Vigas, Columnas y Diagonales
Fachada Resistente	a) Aporticada: Vigas y Columnas muy próximas. b) De Diagonales: vigas, columnas y diagonales. c) De Pantallas: columnas, pantallas y vigas. d) Tubo en Tubo: vigas y columnas muy próximas y núcleo de pantallas. e) Con Diafragmas de Conexión: vigas y columnas muy próximas en fachada, líneas internas de vigas y columnas uniendo las fachadas.
Combinación de Sistemas	Pórticos + Pantallas
Otros Sistemas	



11.2 IDEAS GENERALES SOBRE LA ELECCIÓN DEL SISTEMA ESTRUCTURAL

Resulta difícil establecer reglas generales para la elección del sistema estructural y para la organización de los elementos resistentes, se requiere un conocimiento firme de las formas estructurales y su comportamiento e imaginación para adaptarlas al problema específico planteado.

11.3 ELECCIÓN DEL TIPO DE ENTREPISO

La elección del tipo de entrepiso debe hacerse conjuntamente con la selección del sistema resistente a fuerzas horizontales, para lograr un conjunto estructural que funcione coherentemente.

Pero, para ordenar más fácilmente la exposición se tratarán separadamente ambos problemas.

Los factores principales en la elección del tipo de entrepiso son:

- Expresión arquitectónica que se desea lograr con la losa
- Luces
- Cargas
- Costo de materiales
- Costo de mano de obra
- Factores constructivos
- Aislamiento acústico
- Aislamiento térmico.

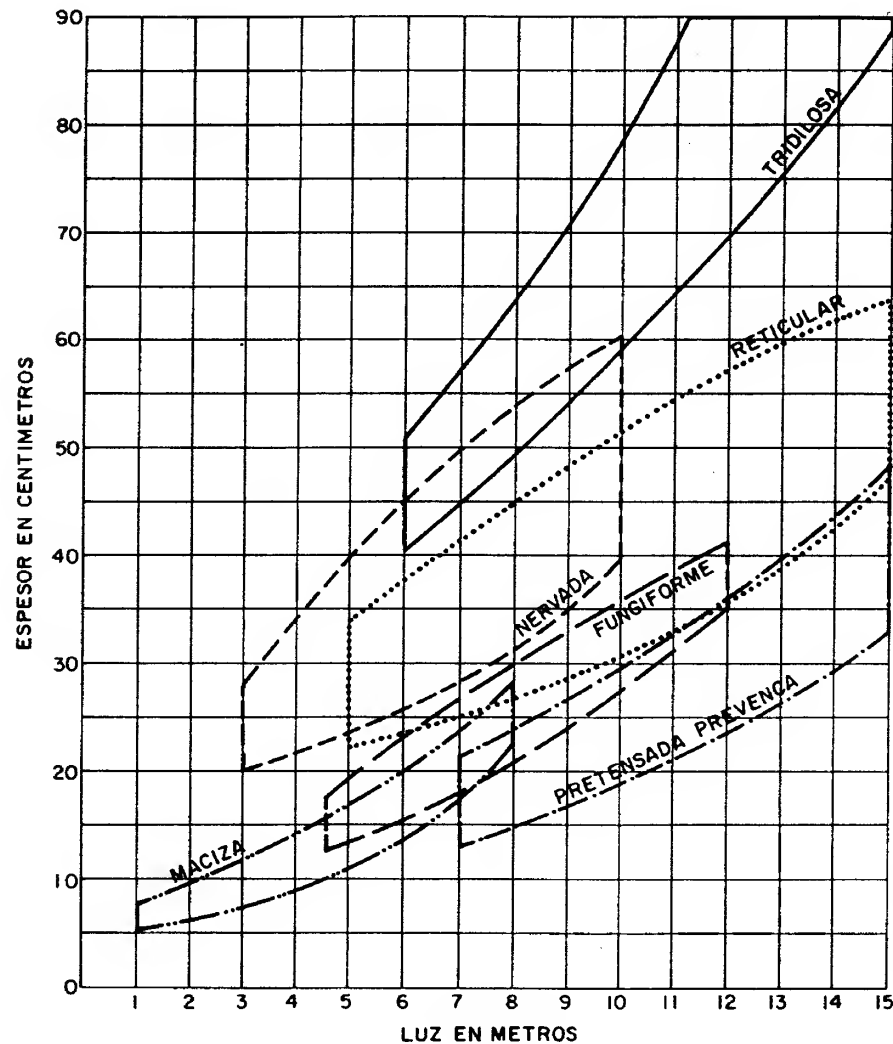
De los factores anteriores trataremos solo los puntos relativos a luces y cargas.

11.3.1 LUCES

Este es uno de los factores más influyentes en el tipo de estructura, tanto desde el punto de vista resistente: posibilidad de soportar las cargas sin excesivas deformaciones; como por las implicaciones arquitectónicas.



En el cuadro siguiente se indican los espesores de diversos tipos de losas en relación con la luz. Para fines comparativos están agrupados en un mismo gráfico los distintos elementos:



11.4 UBICACIÓN DE COLUMNAS, VIGAS Y LOSAS

Se determinará la ubicación de columnas (o pantallas) atendiendo a las características arquitectónicas del edificio y tomando en cuenta aspectos económicos y estructurales.

En relación con los aspectos económicos se incluyen luego procedimientos de comparación de alternativas.

Con respecto a los aspectos estructurales debe tenerse en cuenta lo siguiente:

La ubicación de las columnas determinará la luz de las losas y vigas, por lo cual deberán tomarse en cuenta los criterios establecidos en el cuadro de luces para losas incluido antes.

Deberán establecerse al ubicar las columnas, líneas de resistencia claramente definidas en las direcciones principales del edificio, formando sistemas estructurales que puedan ser analizados en forma simple y de tal modo que el esquema estructural a que ellos se reduzcan, permita un estudio de su comportamiento ajustado a la realidad.

Esto no implica restricciones a la libertad arquitectónica.

Después de elegido el sistema de losas a emplear y la ubicación de las columnas, se determina la dirección de las vigas principales de carga y la dirección en que se armarán las losas (en placas armadas en una dirección) esto puede hacerse atendiendo a los siguientes criterios:

- Requerimientos arquitectónicos de los diversos ambientes, a fin de que los espacios no queden condicionados indebidamente por la presencia de vigas o por dimensiones inadecuadas de ellas.
- Resulta más económico disponer las vigas principales en el sentido de las luces largas y las losas en el de las cortas.



- La disposición señalada en el punto anterior es también la mejor para las vigas antisísmicas, pues así resultan más rígidas con menor altura en relación con las vigas principales.
- Debe darse adecuado apoyo a escaleras, voladizos, etc..

La elección del sistema estructural adecuado, la correcta ubicación de las columnas, la fijación acertada de las luces de vigas y losas, etc., determinan desde el inicio las características económicas de la estructura. Si se elige un partido estructural inadecuado, la obra será siempre costosa aunque se afine mucho en el diseño de los diversos elementos.

11.5 ELECCION DEL SISTEMA RESISTENTE A FUERZAS HORIZONTALES

En general se tratará aquí el caso de edificios altos, entendiendo por tales, los edificios en los cuales los requerimientos de resistencia a fuerzas horizontales y de limitación de los desplazamientos que ellas producen, son más importantes que los requerimientos de resistencia a cargas verticales, en cuanto a las dimensiones de los elementos estructurales, a su disposición y a su costo.

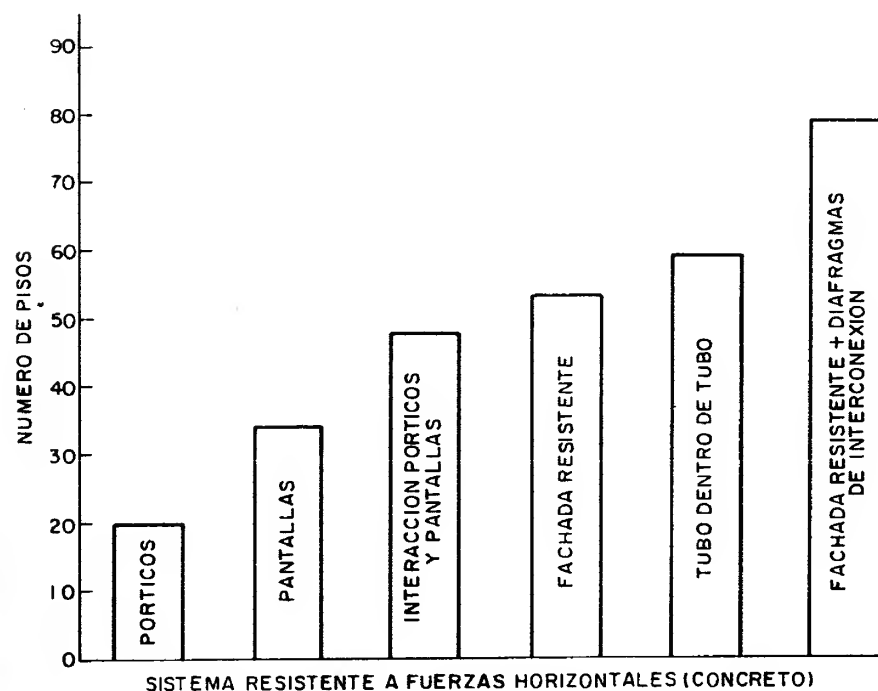
En los edificios bajos el sistema de pórticos es el más sencillo y económico en la construcción tradicional, mientras que en la construcción industrializada puede resultar bastante competitivo el sistema de pantallas, que satisfacen a la vez exigencias estructurales y de cerramiento.

En los edificios altos los factores preponderantes en la elección del sistema son los siguientes:

- Altura del edificio
- Características del terreno de fundación
- Requerimientos arquitectónicos
- Relaciones de costos entre mano de obra y materiales
- Otros factores.



La influencia de la altura o número de pisos del edificio en la elección del sistema resistente a fuerzas horizontales se resume en los siguientes gráficos:



(Los límites señalados, se dan solo como una guía que tiene que ser aplicada con buen criterio de acuerdo con las características de cada edificio en particular).



Si se desean luces grandes o un número de pisos, resulta difícil cumplir las restricciones de desplazabilidad en un edificio aporticado y es necesario pasar a sistemas más rígidos o más eficaces.

Los sistemas de pórticos y pantallas son muy utilizados. Se suele concentrar las pantallas formando un núcleo de gran resistencia en torno a la zona de servicios y circulación vertical y se enlazan a ella los pórticos.

El sistema de cinturón rigidizante ha sido usado en Venezuela para ser menos deformables edificios que tuvieron daños de tabiquería en el sismo de 1967. Así mismo, los sistemas de fachada resistente son muy importantes.

En edificios altos es muy importante trabajar simultáneamente en los aspectos de distribución arquitectónica y de planteamiento del sistema resistente a fuerzas horizontales a fin de armonizar las exigencias del uso del edificio con la necesidad de resistir las elevadas solicitaciones por acción sísmica o por acción de viento que se puedan presentar.

Se debe seleccionar atendiendo a razones de tipo arquitectónico, el sistema estructural que mejor se adapte al uso del edificio y verificar luego este planteamiento tentativo atendiendo a consideraciones de resistencia y desplazabilidad.

Aunque es muy difícil establecer criterios generales sobre este punto, se pueden mencionar los siguientes aspectos básicos:

- Los sistemas aporticados, o de esqueleto estructural, como se ha dicho antes, proporcionan la mayor libertad y flexibilidad para la disposición del espacio interno. Si las luces son muy grandes y el número de pisos alto, resulta difícil cumplir la norma de desplazabilidad con este sistema.



- Los sistemas de pantallas requieren un planteamiento cuidadoso para evitar fuertes torsiones en planta; debe hacerse una distribución regular de las pantallas, estableciendo simetría preferentemente.
- Los grandes muros de concreto tienden a limitar la flexibilidad en la distribución de los espacios internos, por lo cual en los edificios donde el uso requiere gran versatilidad, como por ejemplo, en los edificios de oficina, resulta muy conveniente ubicar las pantallas limitando las áreas de circulación vertical y de servicios.
- Los sistemas de fachada resistente, si bien condicionan bastante el aspecto externo del edificio, facilitan mucho la organización del espacio interno.
- Los edificios con pisos suspendidos, permiten tener en la planta baja grandes espacios abiertos por no existir columnas en las fachadas, en los edificios sobre pilotes, esta ventaja puede extenderse a los demás pisos del edificio.

11.6 DIMENSIONAMIENTO

11.6.1 GENERALIDADES

Después de establecido el sistema estructural que se considere más conveniente de acuerdo con las ideas expuestas anteriormente, conviene hacer una estimación de las dimensiones de los diversos elementos de la estructura, para apreciar su influencia sobre los ambientes de la edificación, para tener una idea de costos y para calibrar la resistencia y rigidez del edificio. Esta estimación preliminar puede hacerse por métodos aproximados, basados en los anchos tributarios de las vigas y en las áreas tributarias de las columnas.



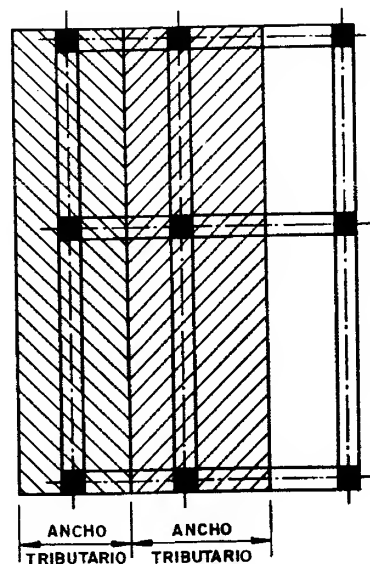
Posteriormente cuando ya se haya adoptado una determinada alternativa se hará un dimensionamiento definitivo, basándose en las cargas transmitidas por las losas, las cuales se calcularían previamente para la alternativa elegida.

11.6.2 DIMENSIONAMIENTO PRELIMINAR

11.6.2.1 VIGAS

a) Las cargas de las losas sobre las vigas se reparten atendiendo al ancho tributario de la viga.

b) Se denomina ancho tributario de la viga el promedio de las distancias a las vigas vecinas.



c) Para edificios de vivienda se puede tomar la carga indicada en la Tabla.

d) El momento de diseño de la viga se considerará igual al momento de empotramiento (M.E.).

e) Las dimensiones se determinarán por los métodos ordinarios de diseño de vigas.



CARGAS PERMANENTES EN EDIFICIOS

h cm	Peso de los Elementos en kg/m ²					
	Losa Nervada	Viga	Columna	Piso + Friso	Tabiques	Total
20	270	100	100	150	220	840
25	315	125	100	150	220	910
30	360	140	100	150	220	970

11.6.2.2 COLUMNAS

Pueden establecerse los siguientes criterios para el dimensionamiento preliminar de las columnas de edificios situados en regiones sísmicas:

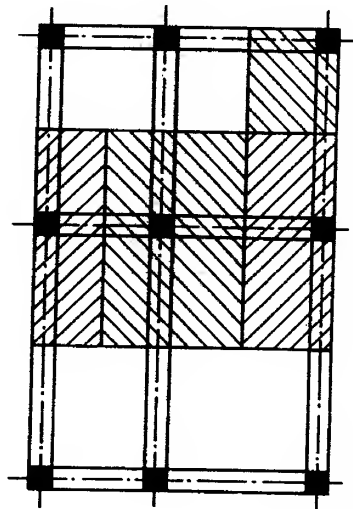
a) Determinar la carga axial en la columna atendiendo a su área tributaria.

b) El área tributaria de la columna es la superficie soportada directamente por ella y determinada por rectas trazadas por la mitad de las distancias a las columnas vecinas (ver figura anexa).

c) La carga en el área tributaria puede tomarse de la tabla anterior.

d) La carga total P en la columna puede estimarse por la expresión:

$$P = \text{Carga} \times \text{Área tributaria} \times N$$



Siendo:

N = Número de pisos soportados por la columna que se considera.

e) El área de una columna de concreto armado puede estimarse por la fórmula:

$$A_c = \frac{P}{\alpha f'_c}$$

Siendo α un factor que toma en cuenta el mayor efecto de la acción sísmica sobre las columnas esquineras y de borde, así como también el hecho desfavorable de la menor dimensión de esas columnas.



En la práctica se emplean frecuentemente las siguientes expresiones:

Columnas esquineras:

$$A_c = \frac{P}{0.20 f'_c}$$

Columnas de borde:

$$A_c = \frac{P}{0.25 f'_c}$$

Columnas centrales:

$$A_c = \frac{P}{0.28 f'_c}$$

f) Conocida el área se fijan las dimensiones por razones arquitectónicas y de rigidez.

11.6.2.3 DESPLAZABILIDAD

Si se predimensionan las vigas y columnas en la forma antes señalada, un edificio de luces normales no deberá tener problemas para resistir las cargas verticales y horizontales en forma económica. Sin embargo, es conveniente limitar las deformaciones del edificio bajo fuerzas horizontales, a fin de evitar daños a frisos, tabiques, etc..

El desplazamiento relativo de un piso con respecto a otro puede calcularse por medio de la siguiente fórmula, derivada del método de rotaciones:

$$\delta = \frac{Th^2}{12 E_d} \left(\frac{1}{K_c} + \frac{1}{K_v} \right)$$



Siendo:

δ = Desplazamiento relativo

T = Fuerza cortante en el nivel considerado

h = Altura de piso

E_d = Módulo de elasticidad dinámico (para el concreto: $E_d = 21000 / f_c'$)

K_c = Sumatoria de los valores K de las columnas del piso.

K_v = Sumatoria de los valores K de las vigas del nivel donde se aplica T .

$$K = \frac{I}{L}$$

11.6.2.4 DIMENSIONAMIENTO PRELIMINAR DE VIGAS ANTISISMICAS.

Se acostumbra hacer el cálculo de las dimensiones de estas vigas, no por carga vertical que en ellas es muy pequeña, sino por el criterio de desplazabilidad, para lo cual puede usarse la fórmula anterior igualando δ al desplazamiento relativo permitido y despejando $\sum K_v$.

11.6.3 COMPARACIÓN DE ALTERNATIVAS

Puede resultar conveniente disponer de un procedimiento rápido que permita comparar diversas alternativas, a fin de escoger la que resulte más económica, o se considera más adecuada.

Dada una determinada planta, para un uso específico y ya escogido el material de la estructura, el área total de las columnas no



cambiará sustancialmente por modificaciones en las luces o en la disposición de los elementos estructurales de la planta, pues dicha área de columnas es función principalmente de la carga total que actúa sobre ellas. En cambio, el material de las vigas sí puede reducirse con una adecuada estructuración.

Puede demostrarse fácilmente, que en vigas de igual escuadría las áreas están en proporción a la raíz cúbica del cuadrado de los momentos resistentes:

$$\frac{A_1}{A_2} = \left(\frac{M_1}{M_2} \right)^{2/3}$$

11.6.4 PLANOS INDICE

Una vez adoptada una solución estructural que satisfaga las exigencias de la arquitectura, y las de resistencia y rigidez, se pueden elaborar los planos índices de las diversas plantas, donde se representan los diversos elementos estructurales de cada uno de los pisos distintos del edificio.

11.6.5 DIMENSIONAMIENTO DEFINITIVO

Después de adoptada definitivamente una solución estructural, que satisfaga las exigencias arquitectónicas y económicas; así como las exigencias de las normas de desplazabilidad según lo explicado antes, se procede al dimensionamiento definitivo, mediante el empleo de procedimientos más precisos o rigurosos que los indicados para el dimensionamiento preliminar.

En edificios poco importantes se omite el dimensionamiento preliminar y se trabaja directamente en el definitivo.



Para proceder a dimensionar las vigas y columnas es necesario el análisis previo de las losas con objeto de conocer con precisión las reacciones o cargas que producen sobre las vigas, pudiéndose hacer un cálculo más exacto.

11.6.5.1 DIMENSIONAMIENTO DE VIGAS DE CARGA

El procedimiento que se sigue en la práctica para el dimensionamiento definitivo, puede resumirse en los siguientes pasos:

Determinación de las cargas sobre las vigas así:

- Reacciones producidas por las losas según análisis previo de ellas.

Peso propio de las vigas basándose en las dimensiones obtenidas en el estudio preliminar.

Peso de las paredes. Debe incluirse como carga sobre las vigas, el peso de las paredes que actúen directamente sobre ellas, aunque se halla considerado peso de tabiques en el cálculo de las losas.

- Cálculo de los momentos de empotramiento producidos en cada uno de los tramos por las cargas calculadas antes.
- Determinación de las dimensiones de las vigas a partir del momento de empotramiento que se considere como más representativo y atendiendo a razones arquitectónicas o constructivas para fijar la escuadría.
- Cálculo de las reacciones isostáticas de las vigas sobre las columnas, las cuales se usarán posteriormente para el dimensionamiento de dichas columnas.



11.6.5.2 DIMENSIONAMIENTO DE VIGAS SISMICAS

Generalmente no es necesario un nuevo dimensionamiento de ellas, manteniéndose los valores obtenidos en el estudio preliminar.

Si se hubieren introducido modificaciones al esquema original de la estructura, se hará el dimensionamiento de las vigas antisísmicas siguiendo el procedimiento indicado en el dimensionamiento preliminar.

11.6.5.3 DIMENSIONAMIENTO DEFINITIVO DE COLUMNAS.

Se hace a partir de las reacciones isostáticas de las vigas, calculadas como se explicó en el punto anterior.

11.6.5.4 CONTROL DE DESPLAZABILIDAD.

Si ha habido cambios grandes de luces o dimensiones en relación con el dimensionamiento preliminar, deberá hacerse un control de desplazabilidad en la forma ya estudiada.

11.6.5.5 PLANOS INDICE.

Es una práctica recomendable incluir en los planos índice a que se hizo referencia antes, anotaciones con las dimensiones definitivas de las vigas de carga y antisísmicas de los niveles representados.



11.7 RECOMENDACIONES GRAFICAS SOBRE ESTRUCTURACION

Como ya se ha dicho, resulta difícil establecer reglas concretas de estructuración de edificios. Para ejemplificar mejor los criterios aquí recomendados se incluyen a continuación una serie de gráficos con soluciones consideradas inadecuadas y las recomendaciones para una mejor estructuración.

Al final se incluyen ejemplos de estructuras de algunos edificios altos que se consideran interesantes en relación con los criterios que se han venido exponiendo.

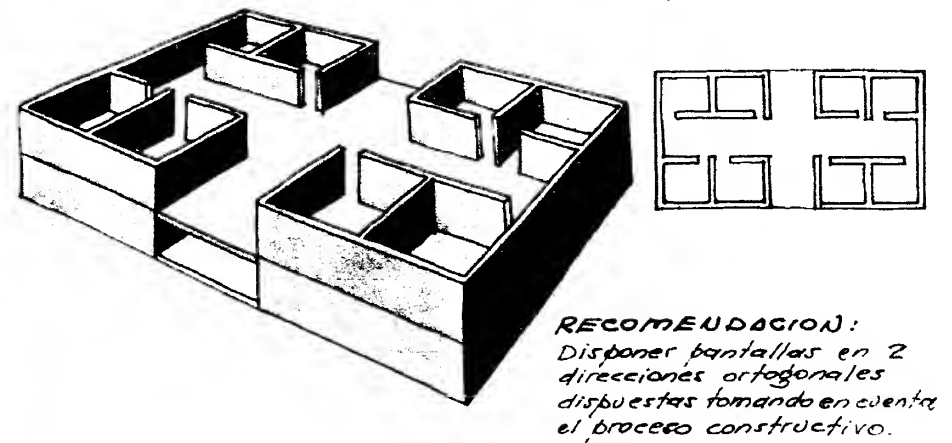
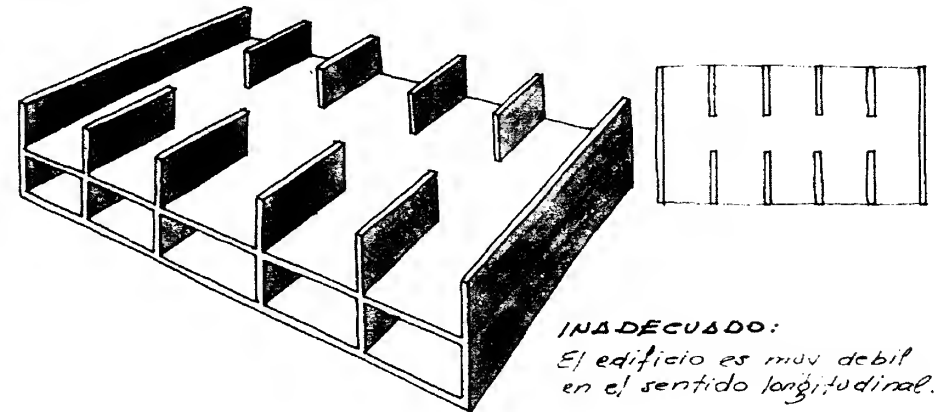
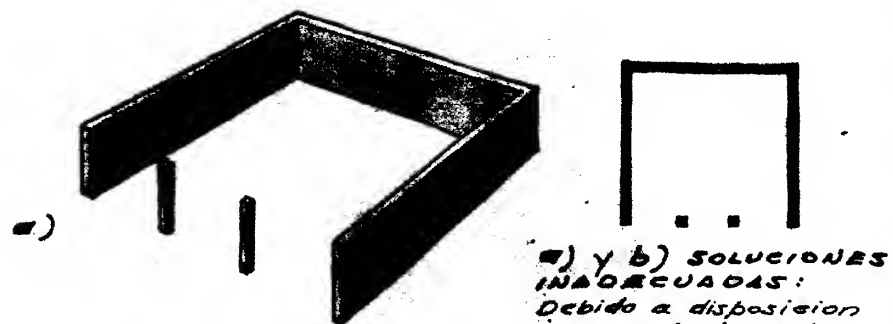
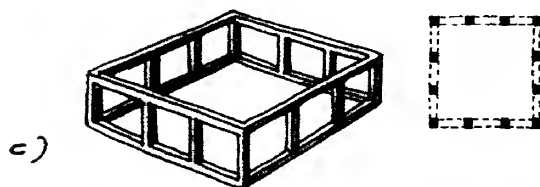
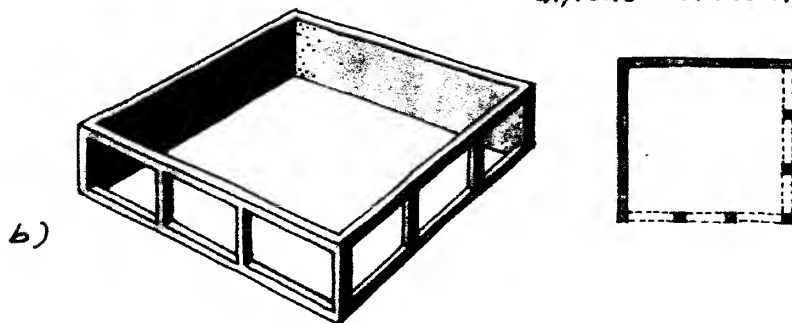


FIGURA 11.1



a) y b) SOLUCIONES INADECUADAS:
Debido a disposicion inconveniente de las pantallas que produce fuertes torciones dificiles de resistir.



c) y d) SOLUCIONES RECOMENDABLES:
Disposicion regular de las lineas resistentes, produce comportamiento satisfactorio.

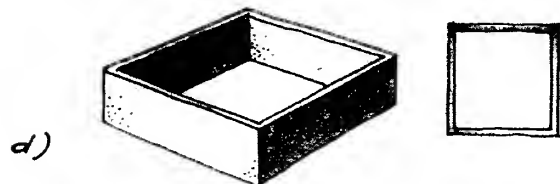
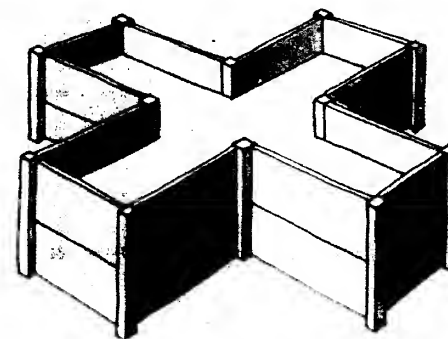
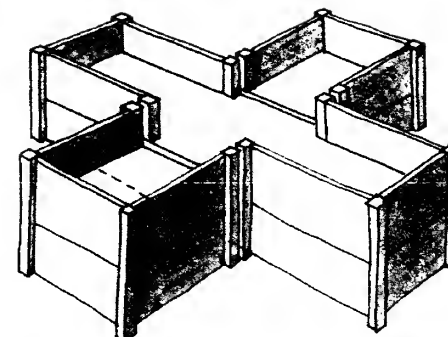


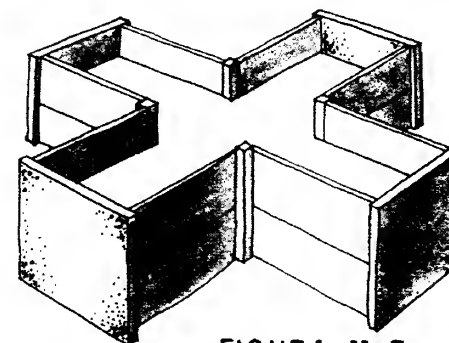
FIGURA 11.2



INADECUADO:
Concentracion de esfuerzos en los angulos entrantes. Diferentes periodos para diferentes partes del edificio.

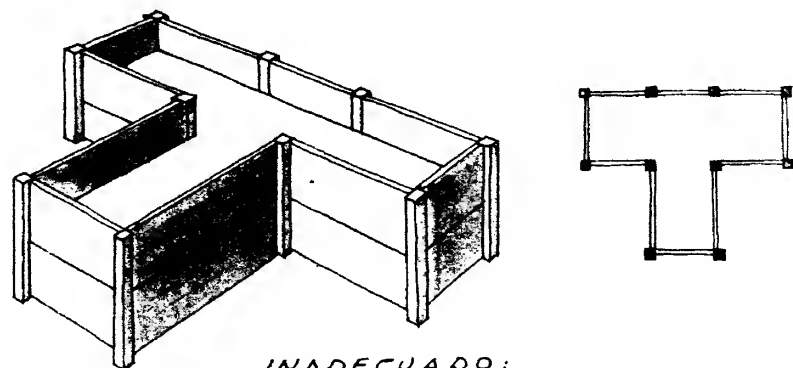


RECOMENDACIONES:
a) Separar en cuerpos.

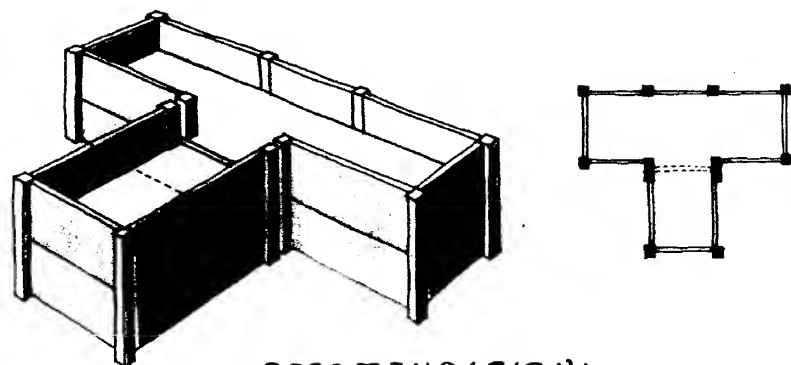


b) Rigidizar las alas con pantallas.

FIGURA 11.3

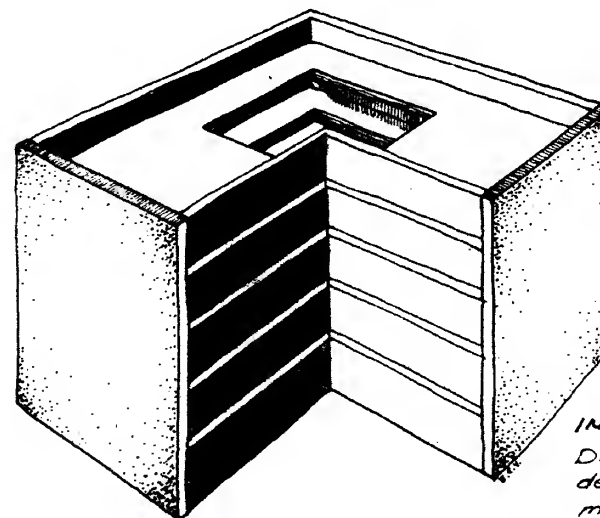


INADECUADO:
Concentración de esfuerzos en
los ángulos entrantes.
Diferentes periodos para
diferentes partes del edificio.

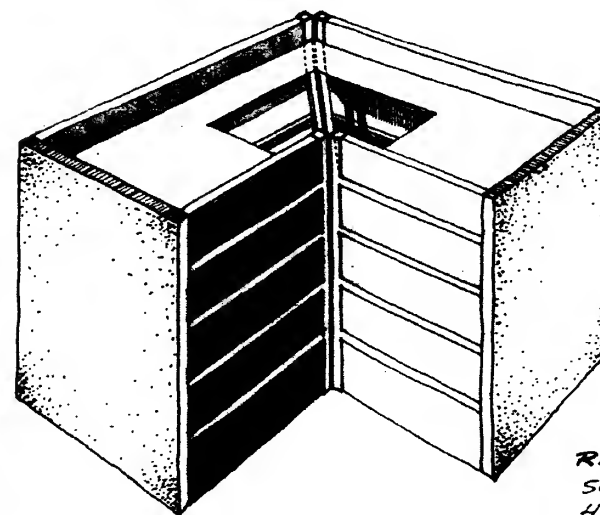


RECOMENDACION:
Separar en cuerpos.

FIGURA 11.4

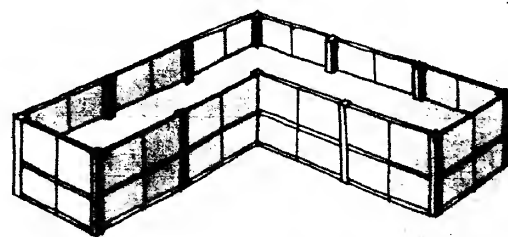


INADECUADO:
Diafragma rígido
debilitado en zona
mas critica.

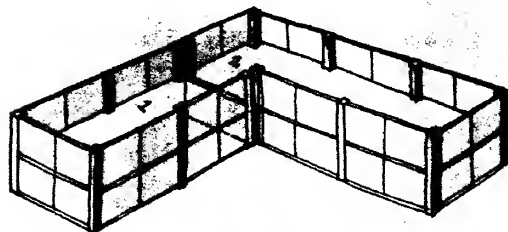


RECOMENDACION:
Separar en cuerpos.
Hacer analisis
inelastico.

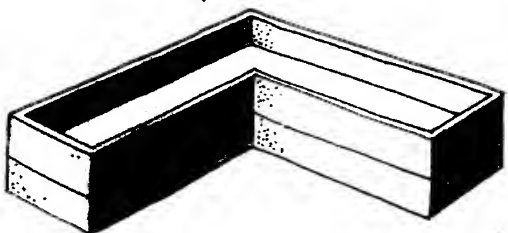
FIGURA 11.5



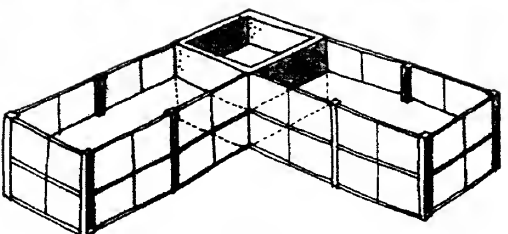
INADECUADO:
Concentración de fuerzas
en el entrante.
Diferentes periodos para
diferentes partes del edificio.



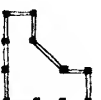
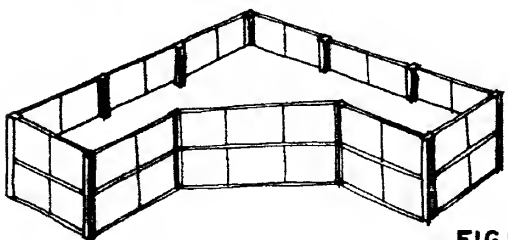
RECOMENDACIONES:
Separar en cuerpos.



Edificio muy rígido.

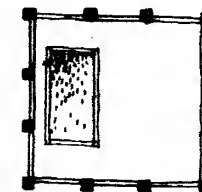
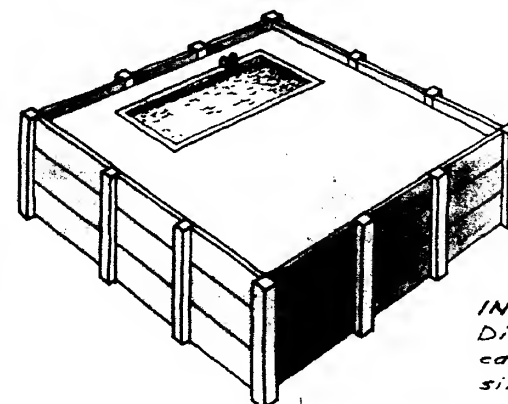


Núcleo rígido en zona de
concentración de esfuerzos.

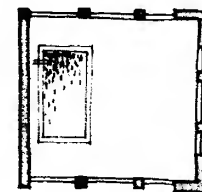
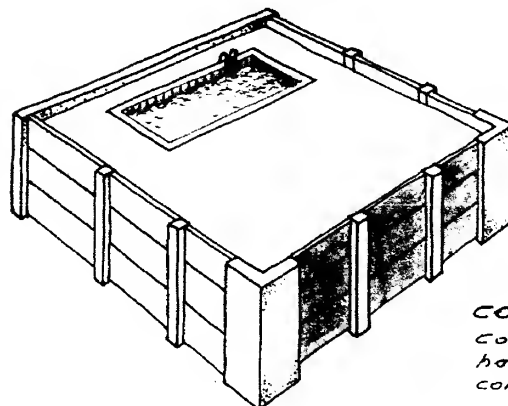


Aumento de dimensiones
en el ángulo entrante.

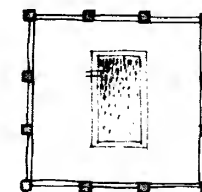
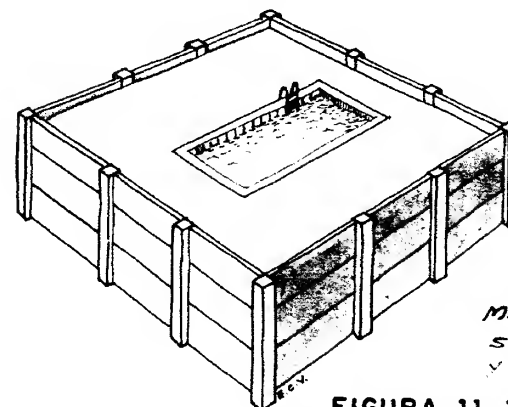
FIGURA 11.6



INADECUADO:
Disposición asimétrica de
cargas. Disposición
simétrica de rigideces.



CORRECTO:
Concentración de rigideces
hacia el sitio donde se
concentran las cargas.



MÁS RECOMENDABLE:
Simetría de cargas
y rigideces.

FIGURA 11.7

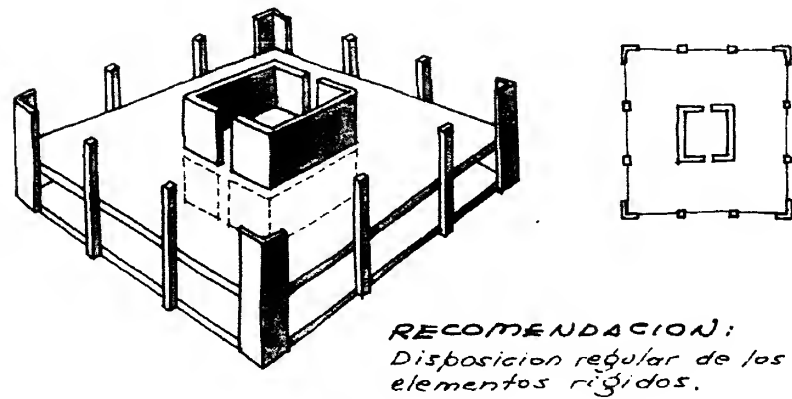
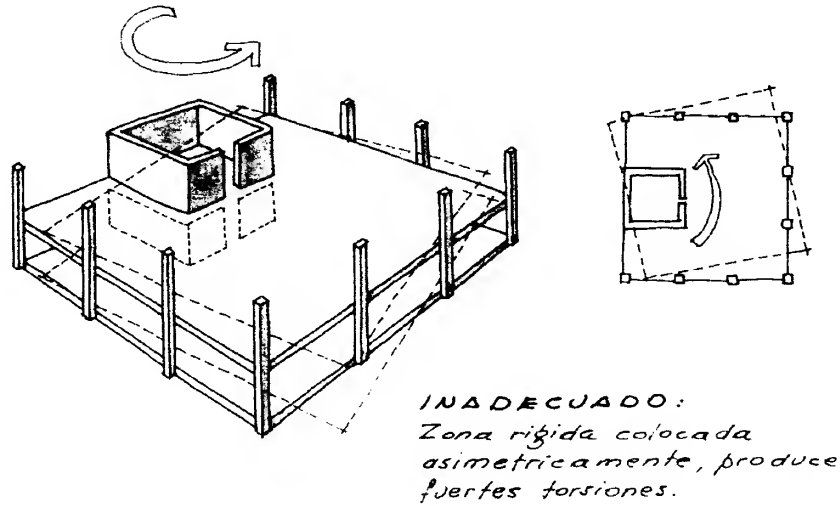
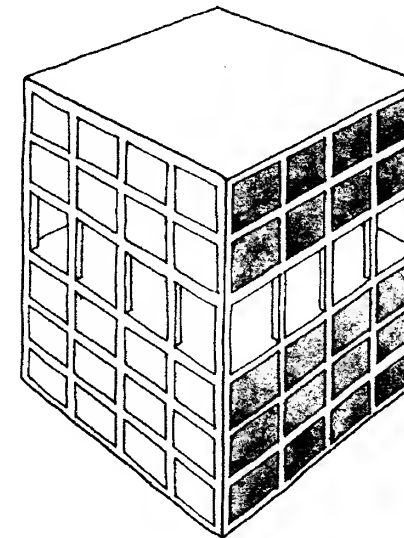
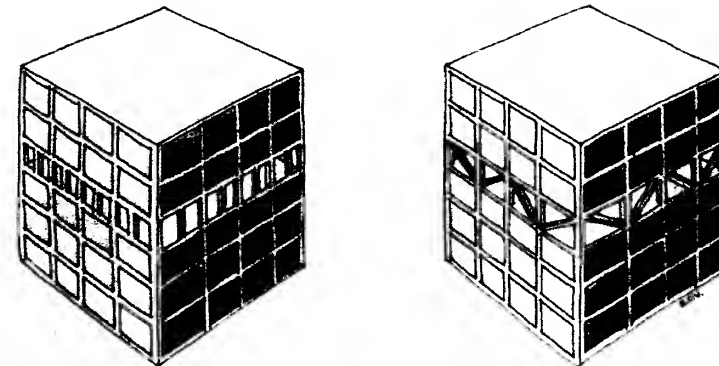


FIGURA 11.8

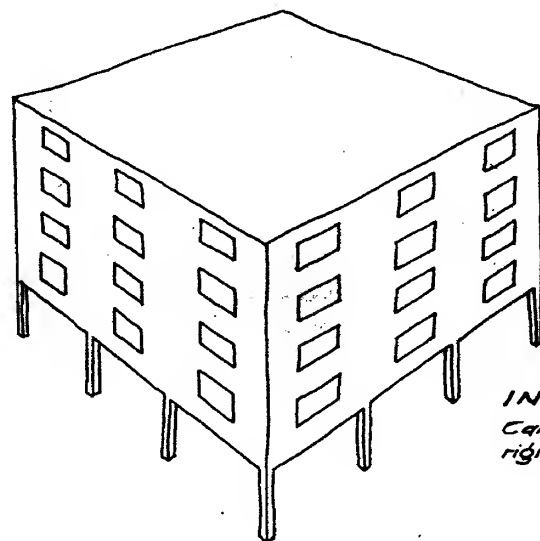


INADECUADO:
Cambio brusco de
rigideces en un
nivel intermedio.

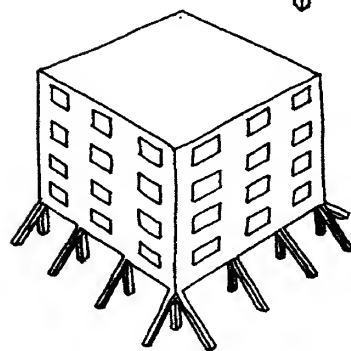


CORRECTO:
Diseñar elementos
adicionales de rigidación.

FIGURA 11.9



INADECUADO:
*Cambio brusco de
rigideces en planta baja.*



CORRECTO:
*Diseñar elementos adicionales
de rigidización que pueden
tener diversas disposiciones.*

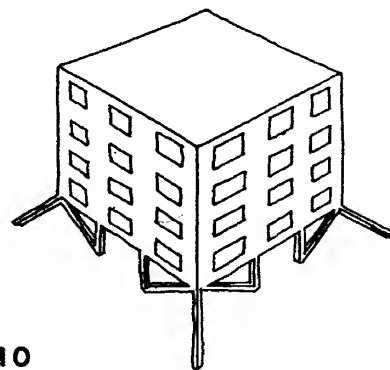
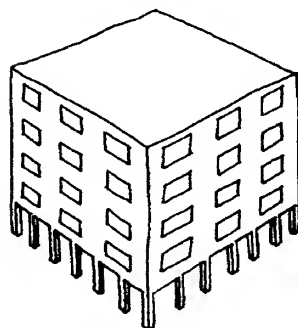
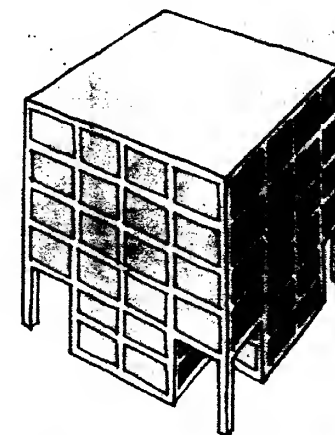
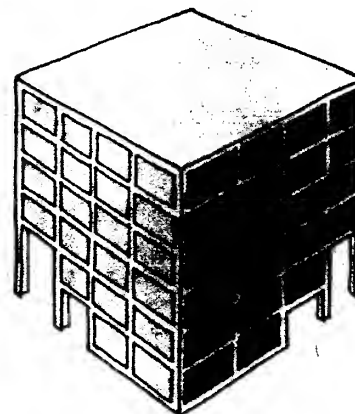
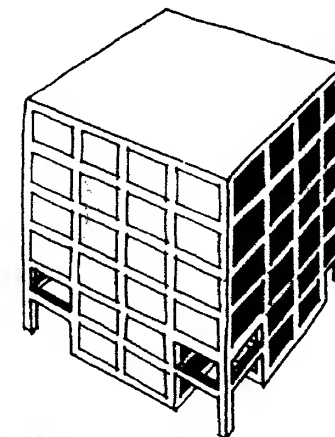
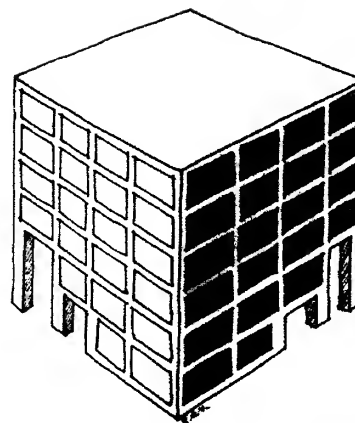


FIGURA 11.10

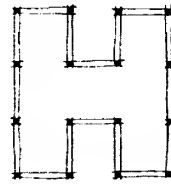
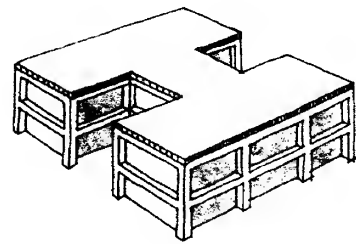


INADECUADO:
*Irregularidades y cambios
bruscos en la disposición de
vigas y columnas.*

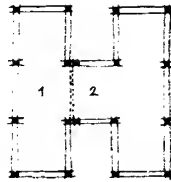
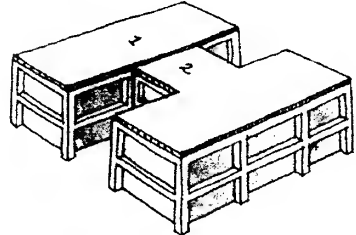


CORRECTO:
*Aumento de rigidez en
las zonas irregulares.*

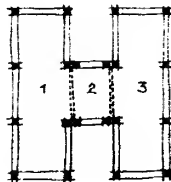
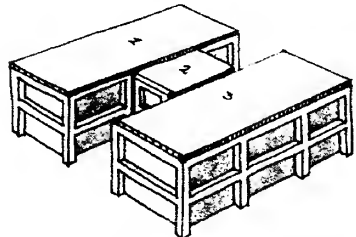
FIGURA 11.11



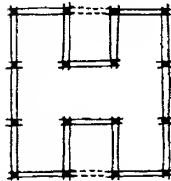
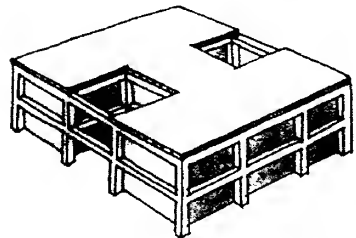
INADECUADO:
Concentración de esfuerzos en ángulos entrantes.
Diferentes periodos en diferentes partes del edificio.



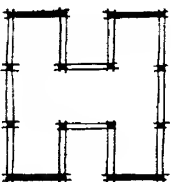
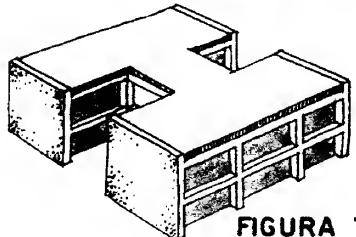
RECOMENDACIONES:
a) Separar en 2 cuerpos.



b) Separar en 3 cuerpos. Si no se llega a una exagerada esbeltez.

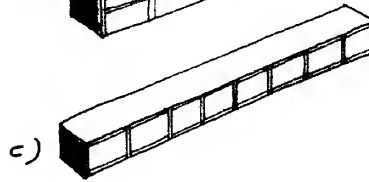
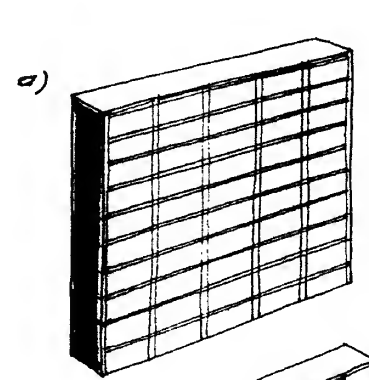


c) Enlazar las alas del edificio con vigas.

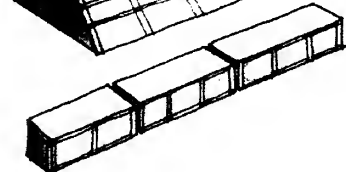
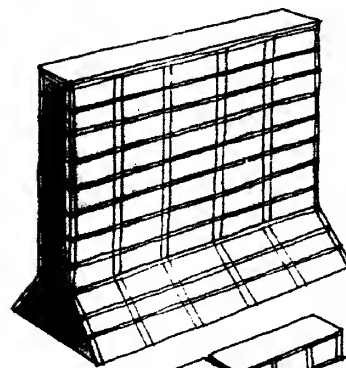


d) Rigidizar las alas con pantallas.

FIGURA 11.12

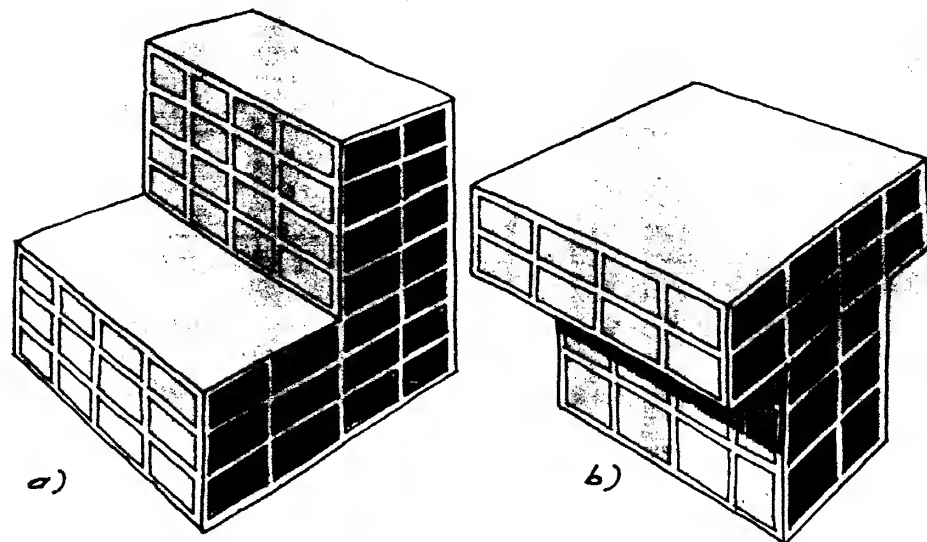


INADECUADO:
a) y b) Exagerada esbeltez
c) Planta muy alargada.



RECOMENDACIONES:
a) y b) Base ensanchada para reducir esbeltez.
c) División en cuerpos.

FIGURA 11.13



INADECUADO:

Concentración de fuerzas en los entrantes. Diafragma sometido a esfuerzos elevados en los cambios de dimensión.

RECOMENDACIONES:

caso a) Separar en cuerpos

caso b) Sistema estructural que reduzca el efecto de los rematamientos.

Hacer análisis dinámico.

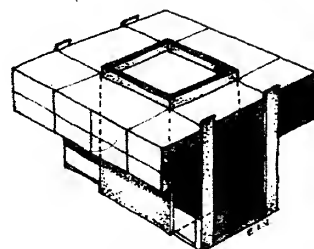
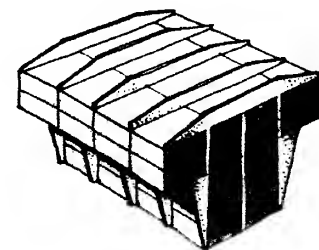
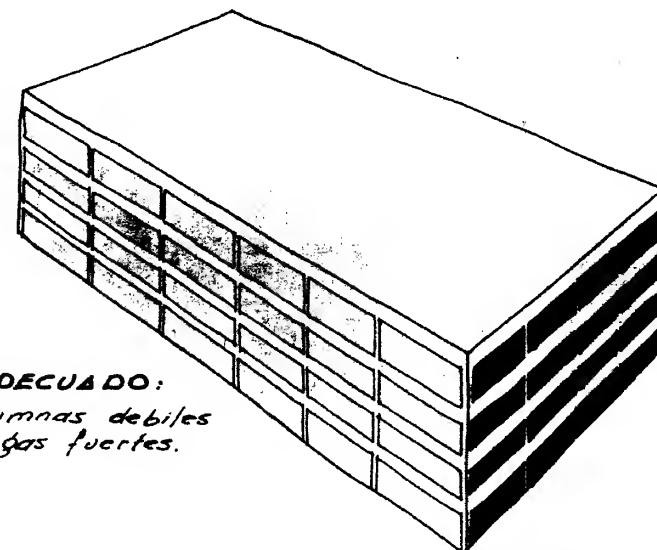
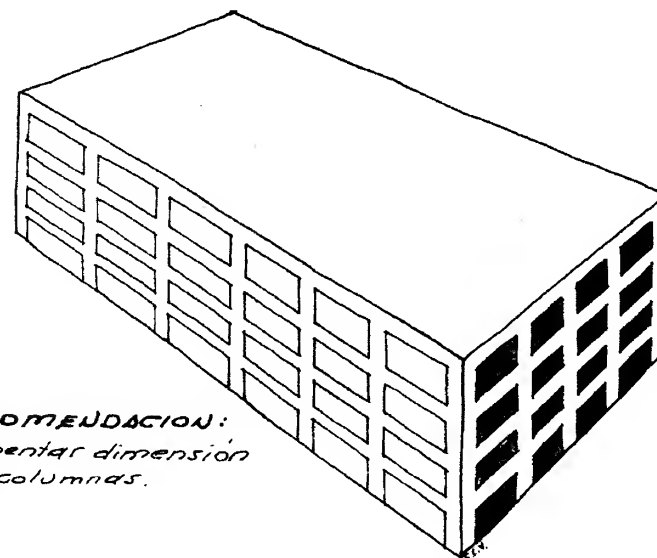


FIGURA 11.14

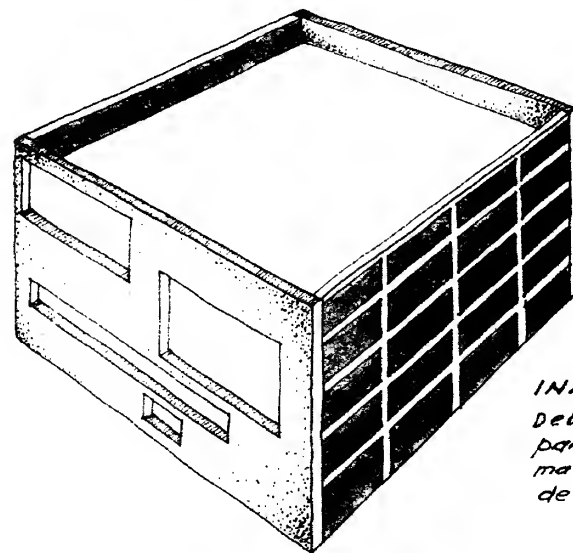


INADECUADO:
Columnas débiles y vigas fuertes.

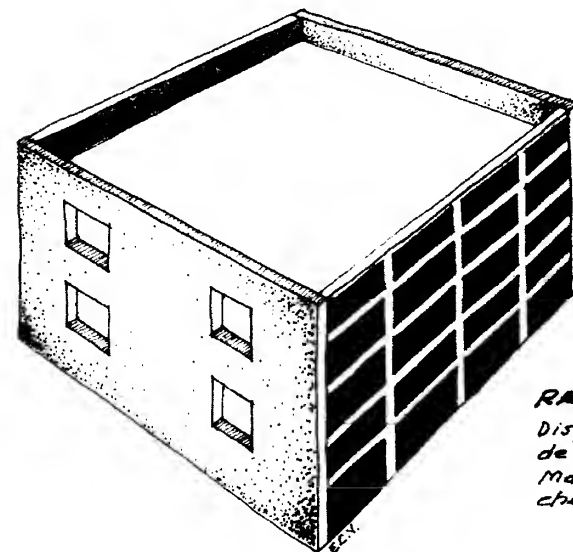


RECOMENDACION:
Aumentar dimensión de columnas.

FIGURA 11.15

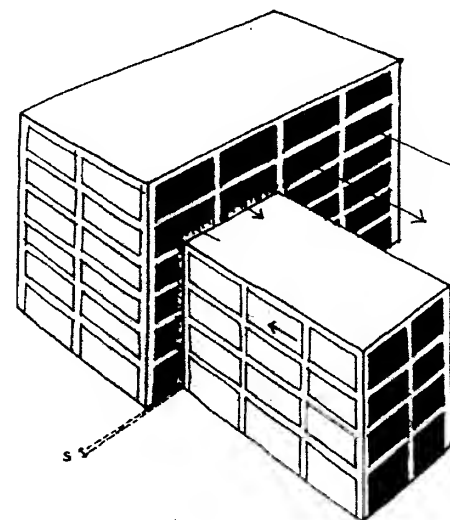


INADECUADO:
Debilitamiento de la
pantalla en puntos de
maxima transferencia
de fuerzas.

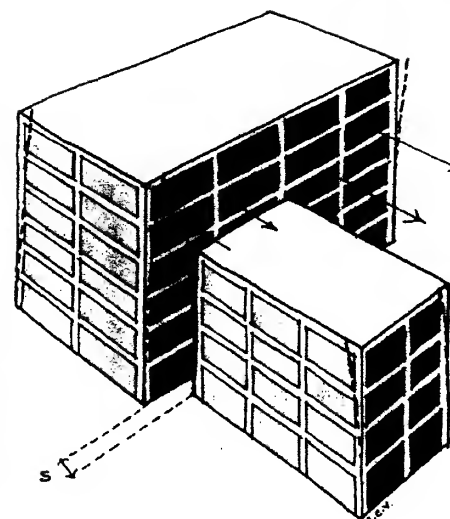


RECOMENDACION:
Disposicion regular
de aberturas.
Mayor area aprove-
chable de pantallas.

FIGURA 11.16

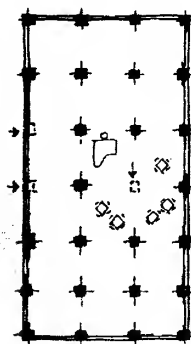
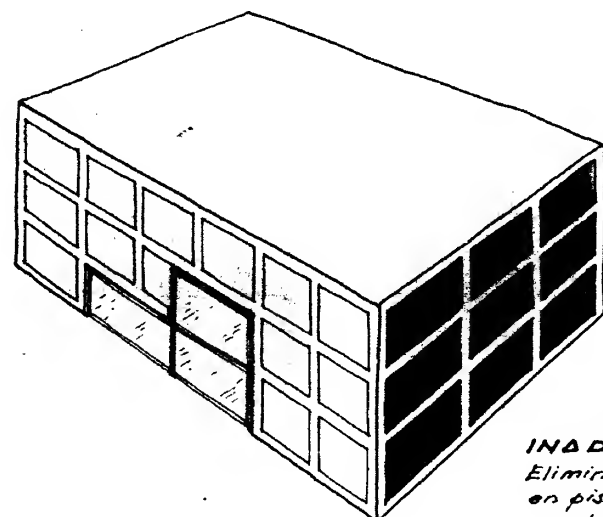


INADECUADO:
Edificios demasiado
pegados; posibilidad de
golpeteo en caso de
sismo.

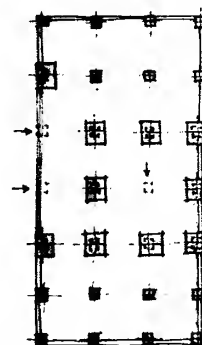
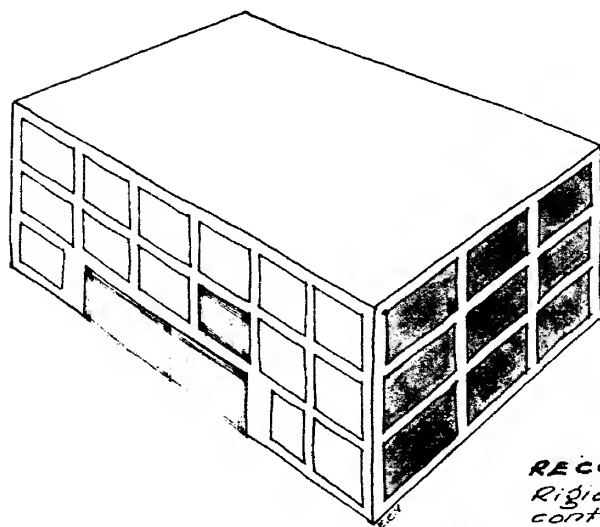


RECOMENDACION:
Separar los cuerpos la
distancia necesaria
para permitir vibra-
ciones en sentidos
opuestos en caso de
sismo.

FIGURA 11.17

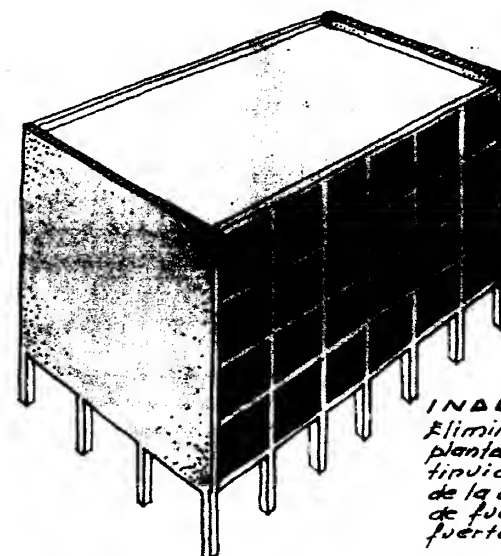


INADECUADO:
Eliminación de columnas
en pisos bajos producen
cambios bruscos de rigidez.

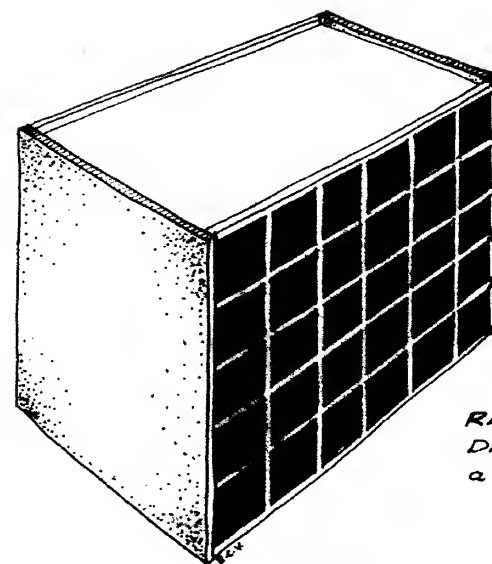


RECOMENDACION:
Rigidizar columnas
contiguas a la zona
de columnas eliminadas.

FIGURA 11.18

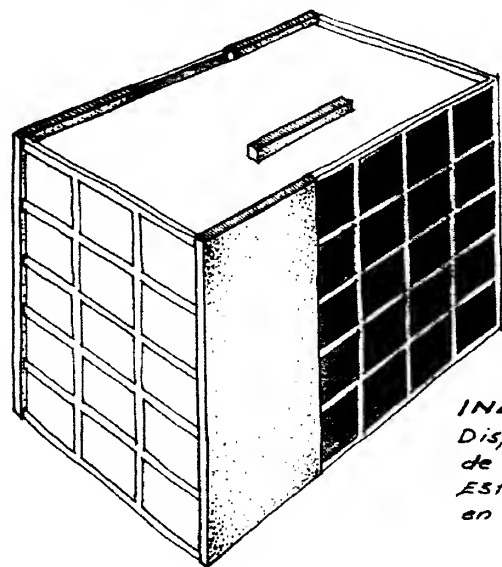


INADECUADO:
Eliminación de pantallas en
planta baja produce discon-
tinuidad en las trayectorias
de la carga y concentración
de fuerzas en elementos
fuertemente cargados.

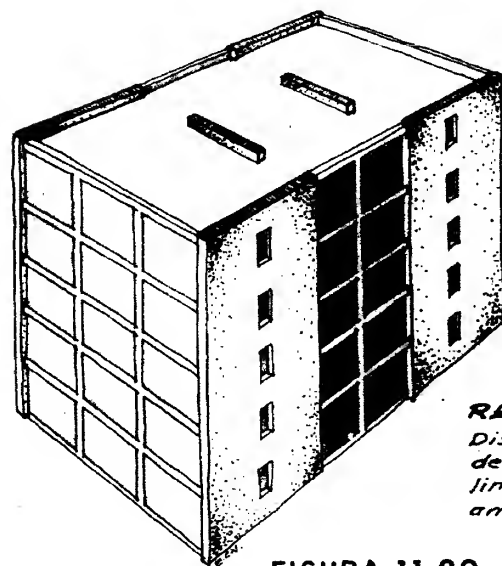


RECOMENDACION:
Dar continuidad
a las pantallas.

FIGURA 11.19



INADECUADO:
*Disposicion inconveniente
de pantallas.
Estructura muy debil
en una direccion.*



RECOMENDACION:
*Disposicion regular
de pantallas. Proveer
lineas resistentes en
ambas direcciones.*

FIGURA 11.20

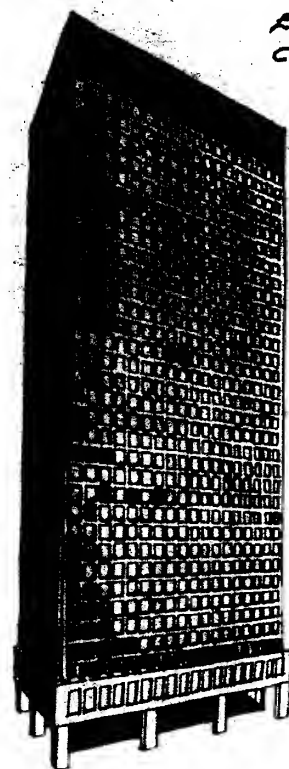


CASA TORRE BREMEN-ALEMANIA

*EDIFICIO DE MUROS ESTRUCTURALES
EN FORMA DE ABANICO.
EN ZONA SISMICA HUBIERA
REQUERIDO ELEMENTOS MAS
FUERTES Y RIGIDOS EN LA
FACHADA PRINCIPAL.*



FIGURA 11.21



EDIFICIO BRUNSWICK. 38 PISOS
CHICAGO.

EDIFICIO CON FACHADA RESIS-
-TENTE Y TUBO INTERNO DE MU-
-ROS ESTRUCTURALES.
LA VIGA INFERIOR DE 7.2 mts.
DE ALTO CONSTITUYE UN ELE-
-MENTO DE TRANSICION HACIA
LA PLANTA BAJA MENOS RIGIDA.
FUE DISEÑADA MEDIANTE
ESTUDIOS EN MODELOS

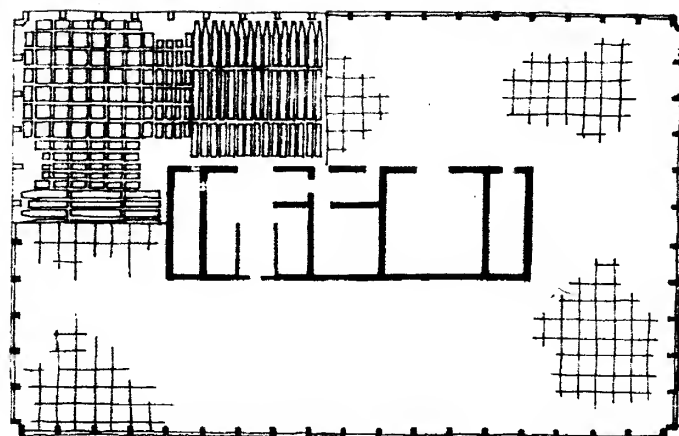
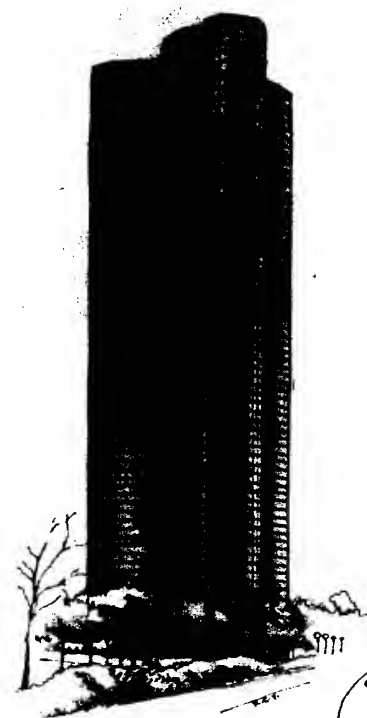


FIGURA 11. 22



LAKE POINT TOWER - CHICAGO

UNO DE LOS EDIFICIOS MAS ALTOS
DEL MUNDO EN CONCRETO ARMADO.
SISTEMA DE MUROS ESTRUCTURALES
Y PORTICOS BIEN ORGANIZADO
A PESAR DE LA PLANTA DE FORMA
IRREGULAR.

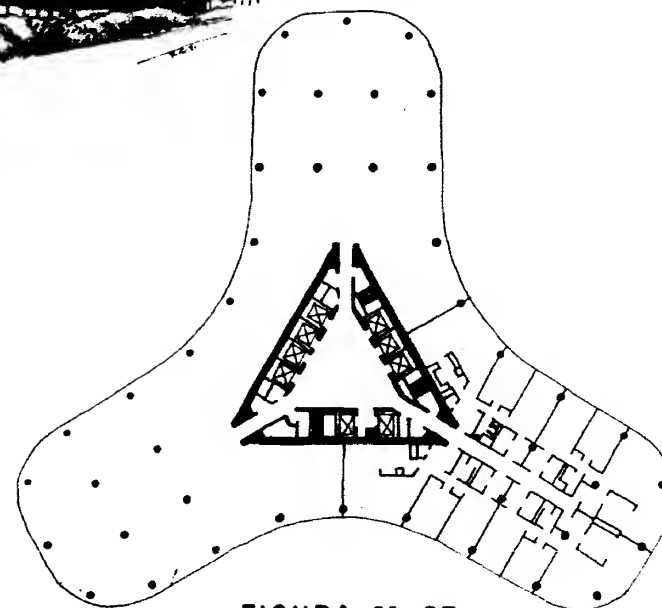
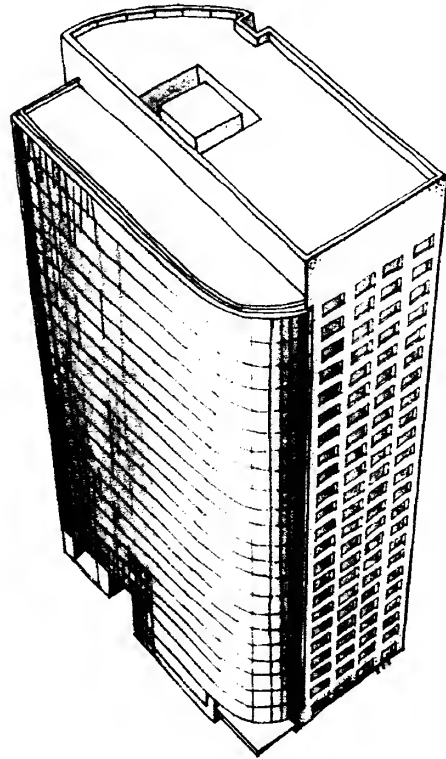


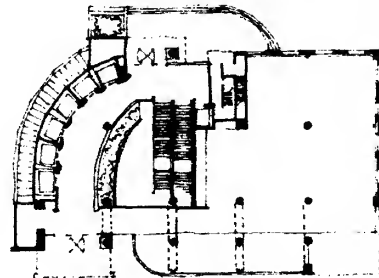
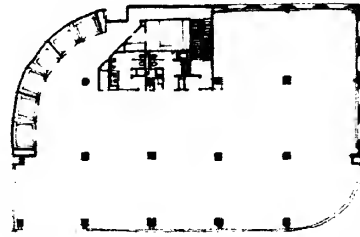
FIGURA 11. 23



EIGHT PENN CENTER



PLANTA TIPO



PLANTA BAJA

OTRO EDIFICIO DE PLANTA IRREGULAR PERO
CON UN SISTEMA ESTRUCTURAL BIEN ORGANIZADO,
COMPUESTO POR MUROS ESTRUCTURALES Y
PORTICOS.

EN ZONA SISMICA SE HUBIERA REQUERIDO UN
MEJOR BALANCE DE RIGIDECES PARA CORTAR
TORSION.

FIGURA 11.24



UNIDAD DE HABITACIONES - MARSELLA.

EDIFICIO APORTICADO CON
PLANTA BAJA LIBRE SOBRE
GRANDES COLUMNAS DE
CONCRETO.
NO ESTA EN ZONA SISMICA.

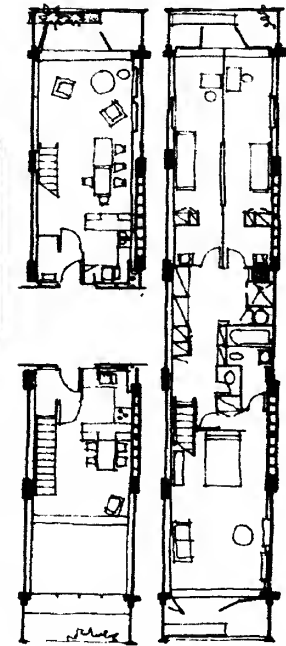
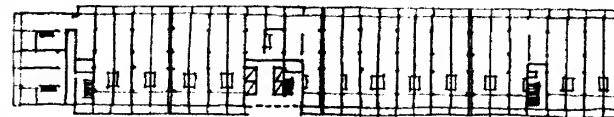
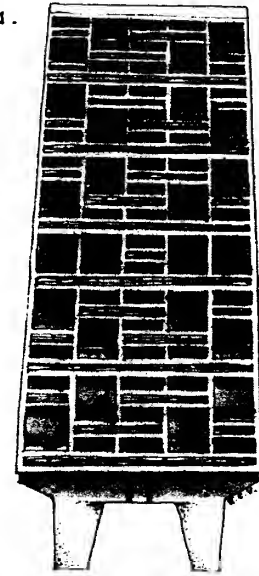
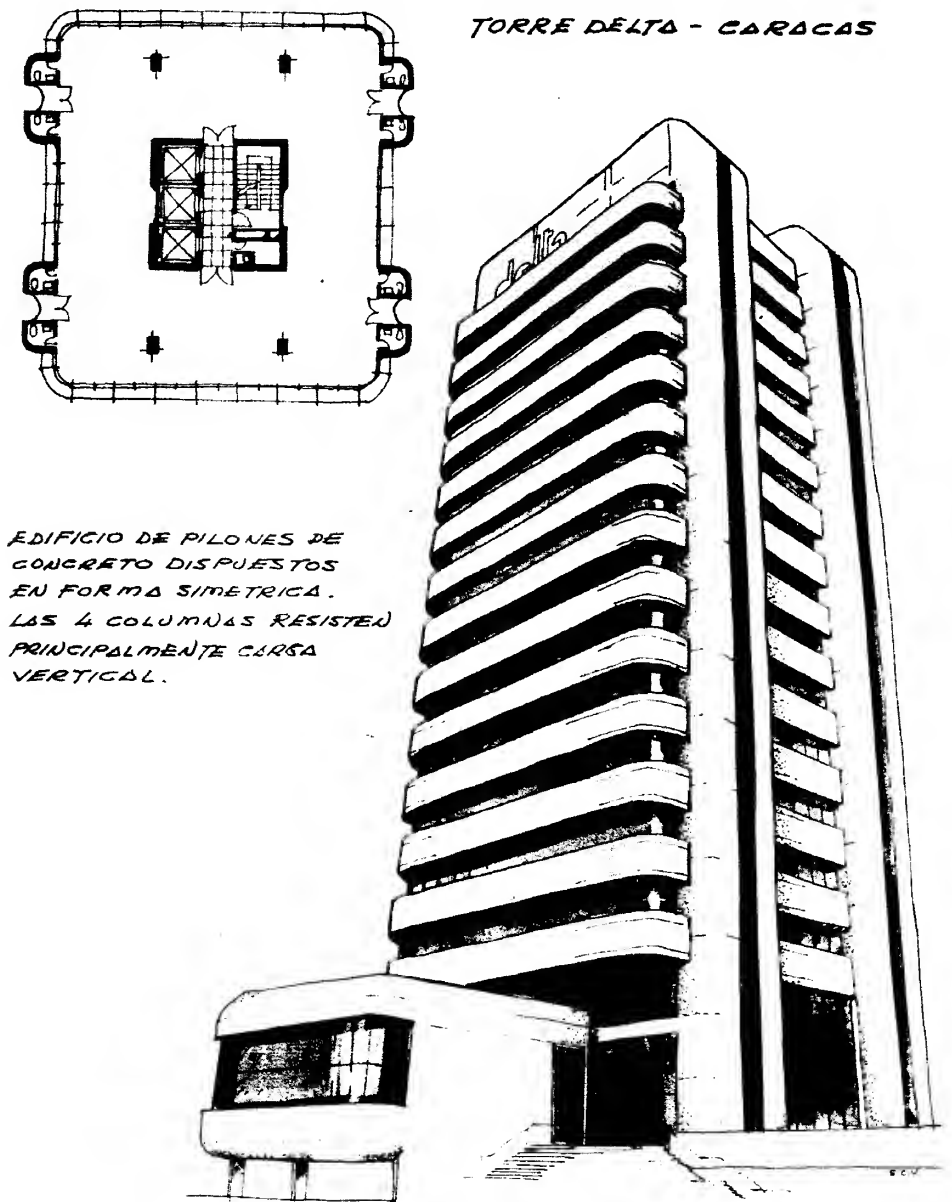
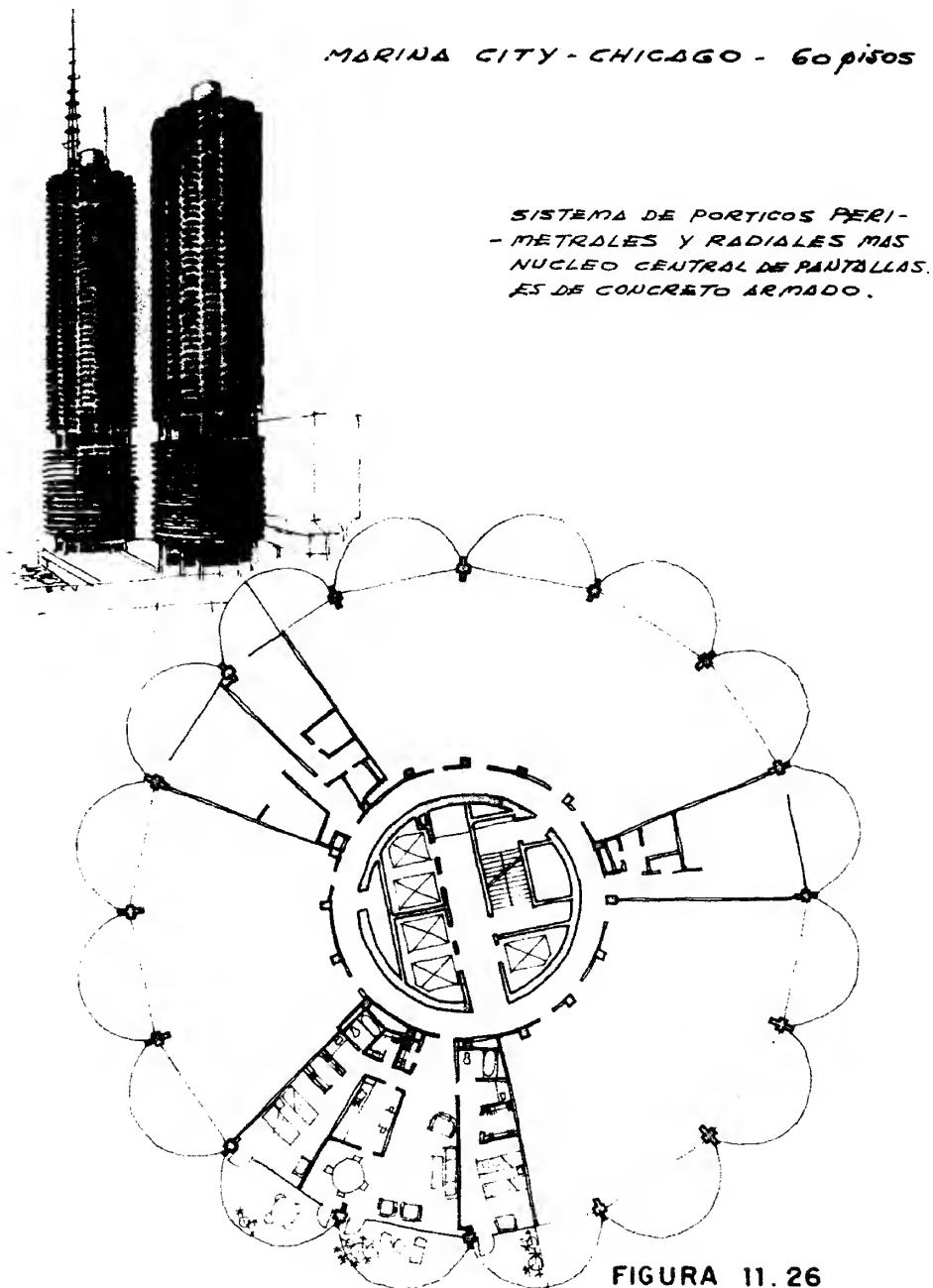


FIGURA 11.25





TORRE BRITANICA - CARACAS.

*EDIFICIO CRUCIFORME DE
PORTICOS Y MUROS ESTRU-
-TURALES EN LOS EXTREMOS
DE LOS BRAZOS PARA UN
MEJOR BALANCE DE RIGIDECES.*

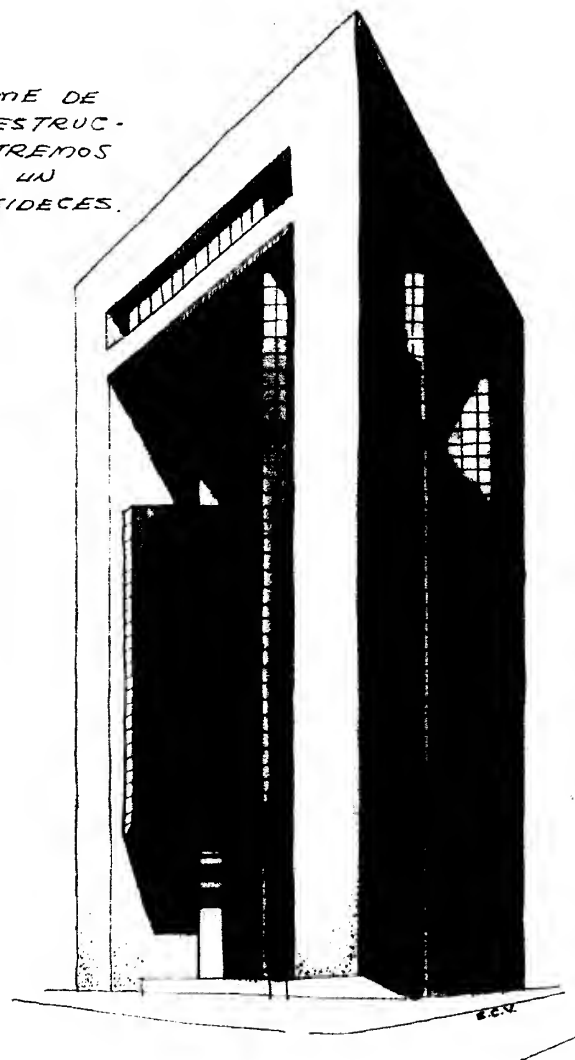


FIGURA 11.28



TORRE BRITANICA - CARACAS

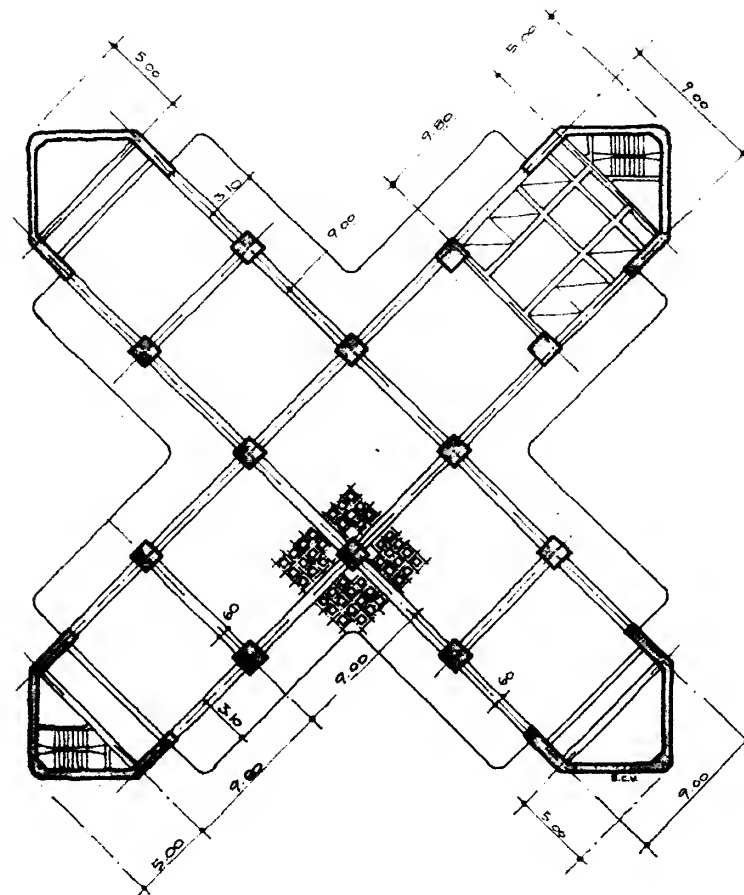


FIGURA 11.29



**EDIFICIO
BANCO CENTRAL**

*EDIFICIO DE PORTICOS
MAS PANTALLAS.
SE APROVECHAN DE
MANERA EFICIENTE
LAS VERTICAJAS DE AM-
-BOS SISTEMAS RESIS-
-TENTES.*

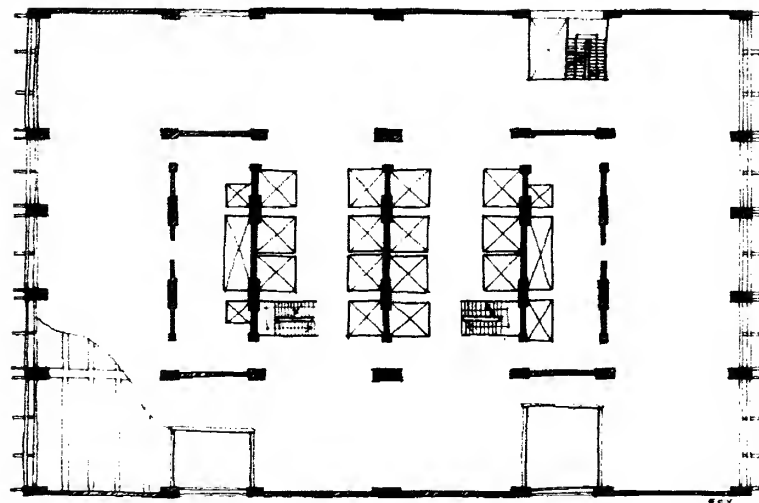
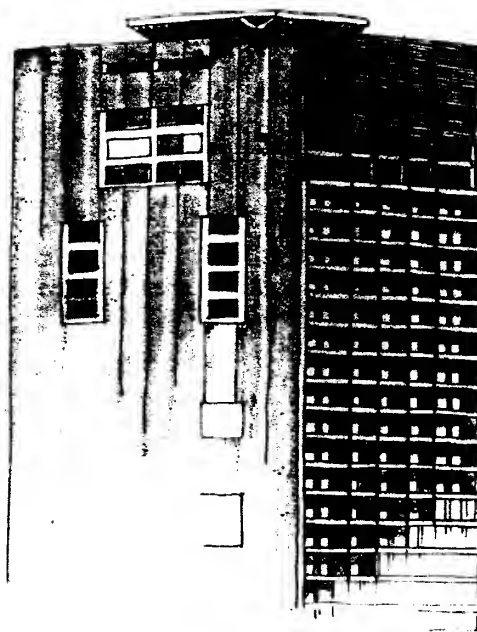


FIGURA 11.30



**EDIFICIO
BANCO CENTRAL - CARACAS**

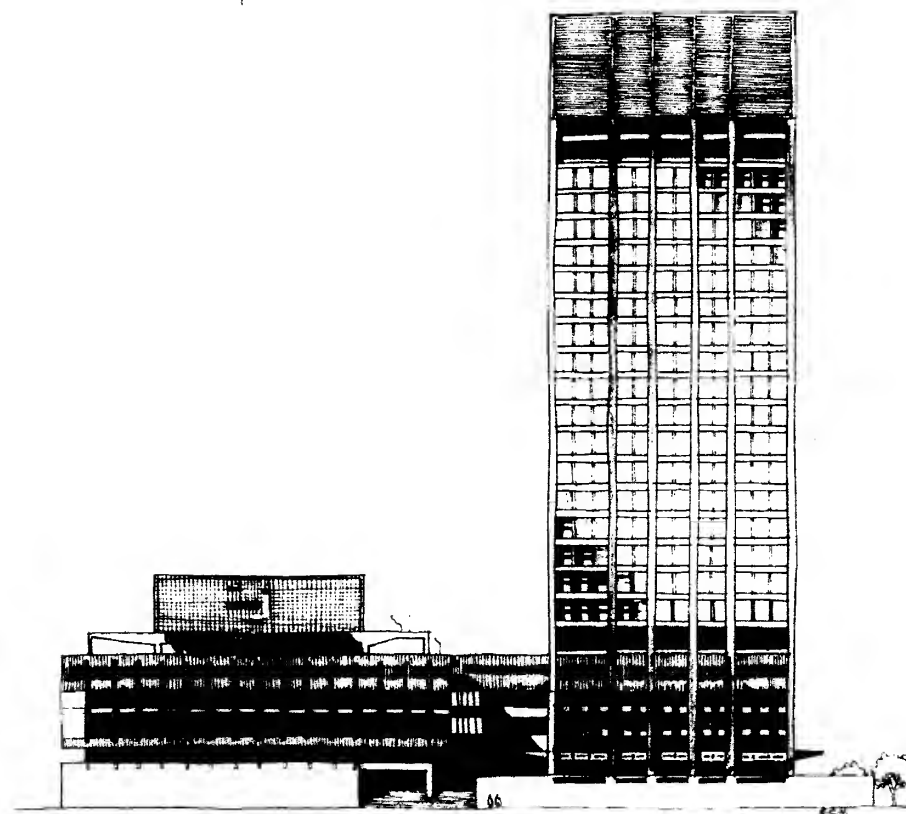


FIGURA 11.31



EDIFICIO BANCO METROPOLITANO

EDIFICIO DE PLANTA IRREGULAR
CON SEVERAS EXIGENCIAS ARQUI-
- TECTONICAS ; SOLUCION A BASE
DE PANTALLAS Y PORTICOS ADE-
- CUADAMENTE DISPUESTOS PARA
OBTENER BUENA RESISTENCIA
ANTISISMICA .

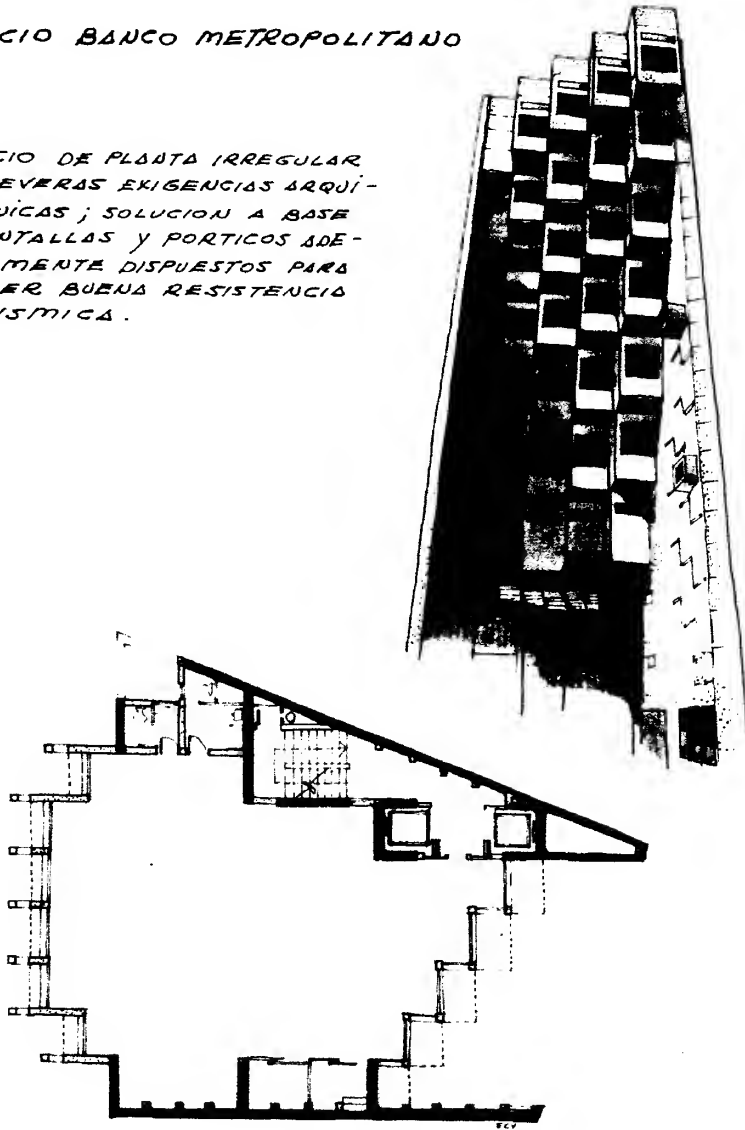


FIGURA 11.32



EDIFICIO BANCO METROPOLITANO - CARACAS

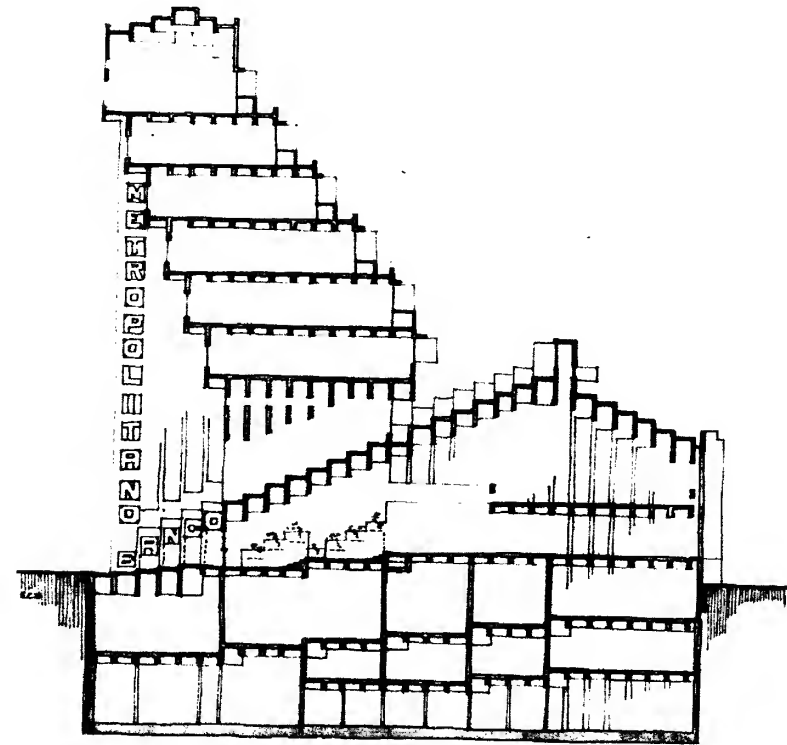


FIGURA 11.33

*Guía para el Uso de la Norma
para Edificaciones Antisísmicas
y Prescripciones Especiales para
el Diseño de Elementos
Estructurales*



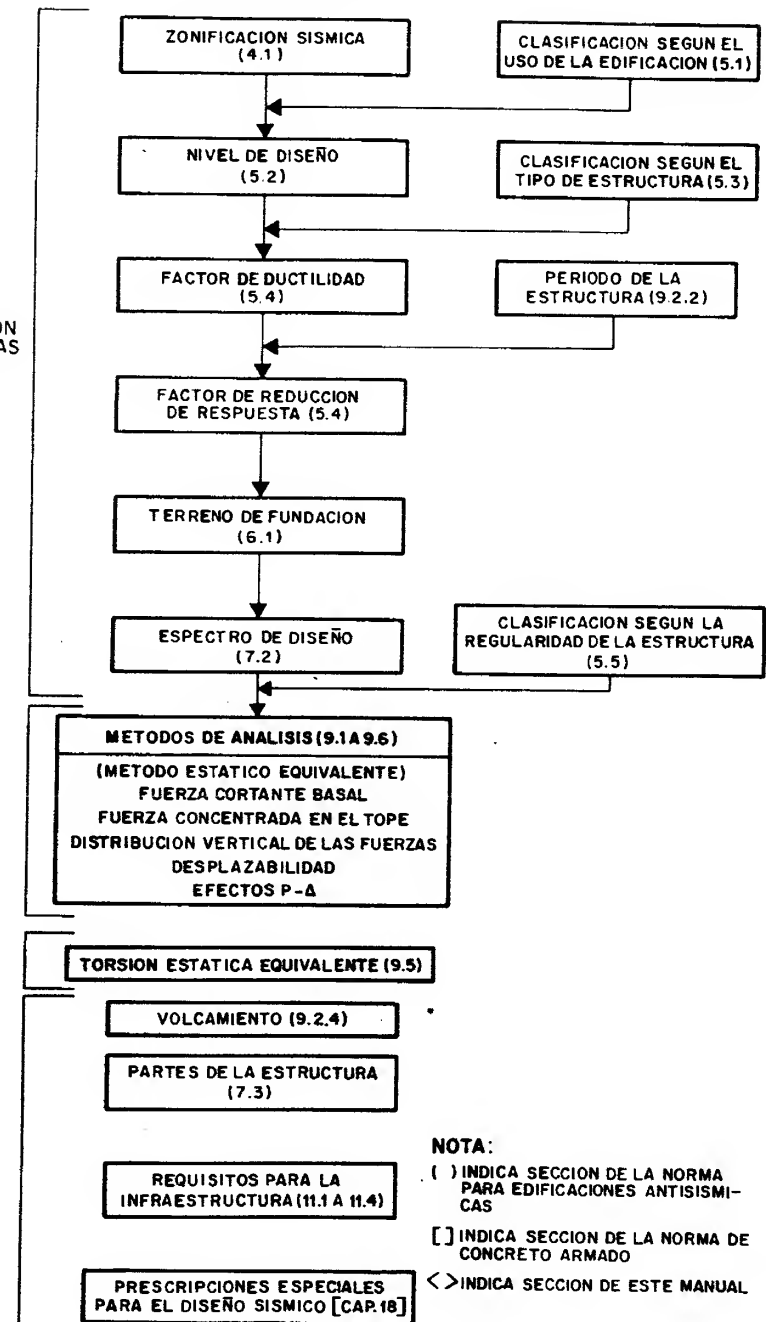
FLUJOGRAMA 12.1

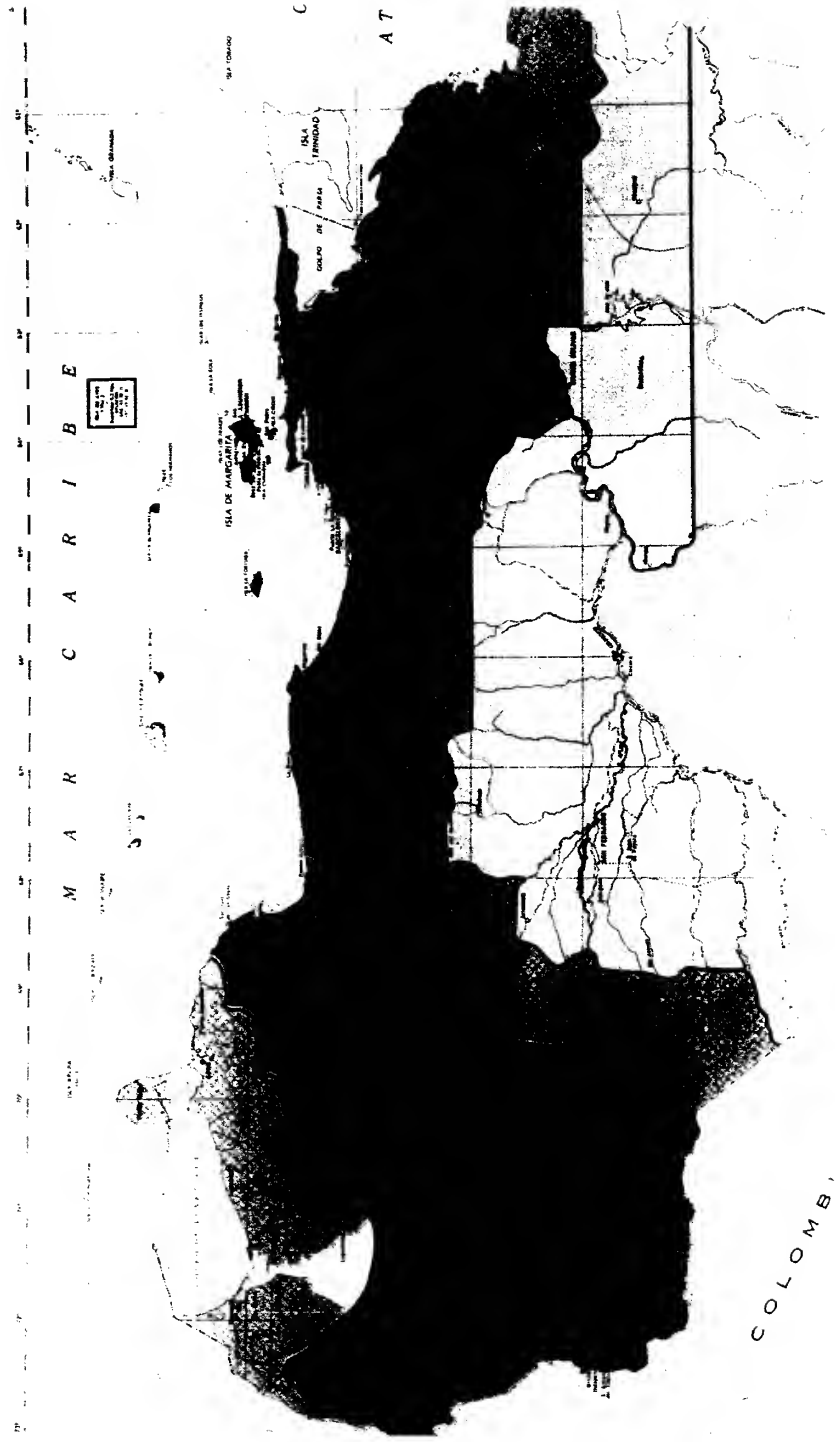
DETERMINACION
DE LAS FUERZAS
LATERALES

TRASLACION
PURA

TORSION EN
PLANTA

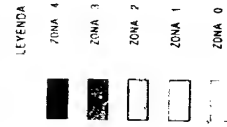
VARIOS





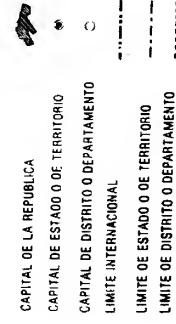
**NORMAS PARA EDIFICACIONES ANTISISMICAS
COVENIN 1756**

**MAPA DE ZONIFICACION
SISMICA CON FINES DE
INGENIERIA (1982)**



(Continuación)

REPUBLICA DE VENEZUELA
MINISTERIO DEL DESARROLLO URBANO
FUNDACION VENEZOLANA DE INVESTIGACIONES SISMOLÓGICAS





12.1 ASPECTOS GENERALES

12.1.1 ZONIFICACION SISMICA DE VENEZUELA

ESTADO	ZONA SISMICA Y ACELERACION MAXIMA DEL TERRENO			
	ZONA 4	ZONA 3	ZONA 2	ZONA 1
	$A_0 = 0.30 \text{ g}$	$A_0 = 0.22 \text{ g}$	$A_0 = 0.15 \text{ g}$	$A_0 = 0.08 \text{ g}$
ANZOATEGUI	Distrito Sotillo y las ciudades de Barcelona, Puerto La Cruz y áreas adyacentes.	Distrito Peñalver, Bruzual, Cagigal, Bolívar, Libertad y norte del Distrito Freites (Aproximadamente limitado por el Paralelo de Anaco).	Distritos Aragua, Anaco, Simón Rodríguez, Independencia, Guanipa y áreas del Dto. Freites no contenidas en la Zona 3.	Distritos Miranda y Monagas.
APURE	Áreas al occidente de La Victoria, localidad del Distrito Páez.	Resto del Distrito Páez.	Distritos Muñoz y Rómulo Gallegos.	Distritos Aguas, San Fernando y Camejo.
ARAGUA		Todo el Estado, salvo las áreas pertenecientes a la Zona 2.	Áreas al sur del Distrito Urdaneta aproximadamente limitadas por el Paralelo de Camatagua.	
BARINAS	Distrito Bolívar. Áreas al noroeste de los Distritos Ezaquiel Zamora, Pedraza, Obispos y Arvelo Torrealba, aproximadamente limitadas por una línea paralela a la carretera Santa Bárbara, Bocoaito, unos 5 km al noroeste de ésta. Áreas del Distrito Zamora al oeste de El Cantón.	Restos del Estado excluidas las áreas en zonas 4 y los Distritos Sosa y Arismendi.	Distrito Sosa.	Distrito Arismendi.



ZONA SISMICA Y ACELERACION MAXIMA DEL TERRENO

ESTADO	ZONA 4	ZONA 3	ZONA 2	ZONA 1
	$A_0 = 0.30 \text{ g}$	$A_0 = 0.22 \text{ g}$	$A_0 = 0.15 \text{ g}$	$A_0 = 0.08 \text{ g}$
BOLIVAR			La Capital Ciudad Bolívar y áreas adyacentes. Distritos Caroní y áreas al norte de los 8°N del Distrito Piar.	Áreas al norte de los 7°N de los Distritos Sucre, Heres, Piar y Roscio que no pertenecen a la Zona 2.
CARABOBO	Distrito Puerto Cabeallo.	Resto del Estado.		
COJEDES	Áreas del Distrito Anzoátegui situadas al norte de Cojedes (localidad ubicada a los 9.6°N aproximadamente), incluida esta localidad y áreas adyacentes.	Resto del Estado excluidas las áreas en Zona 4 y Zona 2. Zona en discusión con el Estado Portuguesa.	Distritos Girardot y Pao.	
DISTRITO FEDERAL	Todo el Distrito.			
FALCON	Zona en discusión con el Estado Yaracuy.	Distritos Federación, Silva y Acosta; zona en discusión con el Estado Zulia.	Resto del Estado.	
GUARICO		Áreas del Distrito Monagas al norte de los 9.7° aproximadamente.	Resto del Distrito Monagas, áreas de los Distritos Roscio, Ribas y Mellado, y áreas de los Distritos Infante y Zaraza limitados al sur por el Paralelo 9°N.	Resto del Estado.



ZONA SÍSMICA Y ACCELERACION MÁXIMA DEL TERRENO

ESTADO	ZONA 4	ZONA 3	ZONA 2	ZONA 1
	$A_0 = 0.30 \text{ g}$	$A_0 = 0.22 \text{ g}$	$A_0 = 0.15 \text{ g}$	$A_0 = 0.08 \text{ g}$
LARA	Todo el Estado excluido, el Distrito Urdaneta y la región occidental del Distrito Torres. Zona en discusión con el Estado Portuguesa.	Distrito Urdaneta, región occidental del Distrito Torres incluida Carora. Zonas en discusión con los Estados Zulia y Trujillo.		
MÉRIDA	Todo el Estado incluida la zona en discusión con el Estado Zulia.			
MIRANDA	Todo el Estado.			
MONAGAS	Todo el Estado excluido el Distrito Sotillo y las áreas al suroeste del Distrito Maturín, aproximadamente limitadas por una línea paralela a la carretera El Furrial-Maturín-Templador, unos 5 km al suroeste de ésta.	Distrito Sotillo y áreas del Distrito Maturín que no pertenecen a la Zona 4.		
NUEVA ESPARTA	Todo el Estado.			



ZONA SÍSMICA Y ACCELERACION MÁXIMA DEL TERRENO

ESTADO	ZONA 4	ZONA 3	ZONA 2	ZONA 1
	$A_0 = 0.30 \text{ g}$	$A_0 = 0.22 \text{ g}$	$A_0 = 0.15 \text{ g}$	$A_0 = 0.08 \text{ g}$
PORTUGUESA	Distrito Sucre y Araure. Áreas situadas al noroeste de los Distritos Guanare y Ospino, aproximadamente limitadas por una línea paralela a la carretera Boconito-Guanare-Ospino-Acarigua, unos 5 km al sureste de ésta. Zona en discusión con el Estado Lara.	Resto del Estado, incluida la zona en discusión con el Estado Cojedes.		
SUCRE	Todo el Estado			
TACHIRA	Todo el Estado.			
TERRITORIO FEDERAL AMAZONAS				
TERRITORIO FEDERAL DELTA AMACURO	Departamento Pedernales y la capital del Territorio, Tucupita, incluidas sus áreas adyacentes.	Departamento Tucupita, excluida la capital Tucupita y sus áreas adyacentes.	Departamento Antonio Díaz.	



ZONA SISMICA Y ACELERACION MAXIMA DEL TERRENO

ESTADO	ZONA 4	ZONA 3	ZONA 2	ZONA 1
	$A_0 = 0.30 \text{ g}$	$A_0 = 0.22 \text{ g}$	$A_0 = 0.15 \text{ g}$	$A_0 = 0.08 \text{ g}$
TRUJILLO	Todo el Estado, ex- cluido el Distrito Betijoque.	Distrito Betijoque y zonas en discu- sión con los Esta- dos Lara y Zulia.		
YARACUY	Todo el Estado, in- cluida la zona en discusión con el Estado Falcón.			
ZULIA	Distrito Sucre y áreas al sur de los 9°N del Distrito Colón. Zonas en discusión con el Estado Mérida.	Distritos Baralt y Perijá; áreas al norte de los 9°N del Distrito Co- lón. Zonas en discusión con los Estados Falcón, Lara y Trujillo.	Resto del Estado.	
ZONA EN RECLAMACION				Región del Esequibo.
ISLAS DEL CARIBE	Todas las islas de la región del Caribe.			



12.1.2 CLASIFICACION SEGUN EL USO DE LA EDIFICACION

Sección (5.1)

GRUPOS	COEFICIENTE DE USO
<u>GRUPO A</u> <ul style="list-style-type: none"> - Hospitales, puestos de socorro o centros de salud. - Edificios gubernamentales o municipales de importancia, monumentos y templos de valor excepcional. - Edificios que contienen objetos de valor excepcional, como ciertos museos y bibliotecas. - Institutos educacionales. - Estaciones de bomberos, de policía o cuarteles. - Centrales eléctricas, de telégrafo o telefónicas, de radio y televisión. Plantas de bombeo. - Depósitos de materias tóxicas o explosivas y centros que utilicen materiales radioac- tivos. 	$\alpha = 1.25$
<u>GRUPO B</u> <ul style="list-style-type: none"> - Viviendas. - Edificios de apartamentos, de oficinas u hoteles. - Bancos, restaurantes, cines y teatros. - Plantas e instalaciones industriales. - Almacenes y depósitos. - Toda edificación cuyo derrumbe pueda poner en peligro las de este Grupo o del Grupo A. 	$\alpha = 1.00$
<u>GRUPO C</u> Construcciones no clasificables en los grupos anteriores, ni destinadas a la habita- ción o al uso público y cuyo derrumbe no pueda causar daño a edificaciones de los dos primeros Grupos.	No requiere Análisis Sísmico
<u>MIXTOS:</u> Las edificaciones que contengan áreas de uso A y B, serán clasificadas como del Grupo A.	



12.1.3 CLASIFICACIÓN SEGÚN EL NIVEL DE DISEÑO Sección (5.2)

NIVEL DE DISEÑO 1

No requiere la aplicación de las prescripciones para el diseño en zonas sísmicas.

NIVEL DE DISEÑO 2

Requiere la aplicación de las prescripciones para este nivel de diseño, establecidas en las Normas COVENIN 1753-81 y 1618-80, ver Sección < 12.4.4 >

NIVEL DE DISEÑO 3

Requiere la aplicación de todas las prescripciones para el diseño en zonas sísmicas establecidas en las Normas COVENIN 1753-81, ver Sección < 12.4.2 >

NIVEL DE DISEÑO (ND) PARA LAS DIFERENTES ZONAS SÍSMICAS

GRUPO	ZONA SÍSMICA			
	1	2	3	4
A	ND2 ND3	ND2 ND3	ND3*	ND3
B	ND1 ND2 ND3	ND2 ND3	ND2 ND3*	ND3*

* En edificaciones cuyo análisis pueda ser hecho por el método estático simplificado de la Sección (9.3), puede utilizarse el ND2.



12.1.4 CLASIFICACIÓN SEGÚN EL TIPO DE ESTRUCTURA Sección (5.3)

TIPO I

Estructuras capaces de resistir la totalidad de las acciones sísmicas mediante deformaciones debidas esencialmente a la flexión de sus miembros estructurales, tales como los sistemas estructurales constituidos principalmente por pórticos.

TIPO II

Estructuras constituidas por pórticos y muros estructurales de concreto armado o pórticos diagonalizados, cuya acción conjunta sea capaz de resistir la totalidad de las fuerzas sísmicas. Los pórticos por sí solos deberán estar en capacidad de resistir por lo menos el 25 % de esas fuerzas.

TIPO III

Estructuras capaces de resistir la totalidad de las acciones sísmicas mediante muros estructurales de concreto armado o pórticos diagonalizados, que soportan la totalidad de las cargas permanentes y variables. Estos son los sistemas comúnmente denominados apantallados o de muros de corte. Se considerarán igualmente dentro de este grupo las estructuras Tipo II, cuyos pórticos no sean capaces de resistir por sí solos el 25 % de las fuerzas sísmicas totales, pero sí contribuyan a resistir las cargas gravitacionales.

TIPO IV

Estructuras sustentadas por una sola columna. Estructuras que no posean diafragmas con la rigidez y resistencia necesarias para distribuir eficazmente las fuerzas sísmicas entre los diversos miembros verticales.

COMBINACIONDE TIPOS

En el caso de que en alguna dirección de análisis se utilice más de un tipo de sistema estructural, en esa dirección el valor de D será el menor de los correspondientes valores dados en la Sección < 12.1.5 >. Cuando en la combinación de dos sistemas, uno de los componentes soporta un peso igual o menor que el 10 % del peso total de la edificación, no es necesario satisfacer este requisito.



12.1.5 FACTOR DE DUCTILIDAD Sección (5.4)

FACTOR DE DUCTILIDAD D				
NIVEL DE DISEÑO	TIPO DE ESTRUCTURA			
	I	II	III	IV
ND3	6	5	4	1.5
ND2	4.5	3.75	3	1.25
ND1	2.5	2	1.5	1.0

El empleo de factores de ductilidad mayores que los indicados en esta Tabla deberá ser debidamente justificado.

12.1.6 PERIODO NATURAL DE VIBRACIÓN ESTIMADO Sección (9.2.2)

TIPO DE ESTRUCTURA	PERIODO T
I	$0.061 \frac{h_n^{3/4}}{L}$
II y III	$\frac{0.09 h_n}{L}$

h_n = altura del edificio, en metros, desde la base hasta el último nivel significativo.

L = mayor dimensión de la planta en la dirección analizada, en metros.

T = período natural de vibración de la estructura evaluado en la dirección paralela al sismo, en segundos $T \leq 1.2 T_a$.

T_a = período fundamental en segundos, estimado en base a relaciones empíricas.

El valor del período también puede obtenerse por otros métodos, como por ejemplo, la fórmula fundamentada en el método de Rayleigh (Ver pág. C-76 de la Norma).



12.1.7 FACTOR DE REDUCCIÓN DE RESPUESTA Sección (5.4)

Para el cálculo de las ordenadas de los espectros de diseño, se utilizará el factor de reducción R dado por:

$T(\text{seg})$	R
< 0.15	$1 + \frac{T(D-1)}{0.15}$
≥ 0.15	D

R = factor de reducción de respuesta

T = período natural de vibración, seg

D = factor de ductilidad.



12.1.8 TERRENO DE FUNDACIÓN

Sección (6.1)

	β	T^*	P
PERFIL S1			
a) Roca de cualquier característica, bien sea lutita o roca cristalina.			
b) Suelos duros y/o densos, donde la profundidad comprobada del basamento rocoso es menor de 50 metros. Los suelos que cubren la roca pueden ser arenas y gravas densas a muy densas, limos o arcillas muy duras o bien una mezcla de ellos. En aquellos casos donde no se compruebe la profundidad del depósito se usará un perfil S2.	2,2	0,4	0,8
PERFIL S2			
Es un perfil con gran espesor de suelos, que pueden estar formados por arenas y gravas medianamente densas a muy densas, y/o limos y arcillas de consistencia dura a muy dura, o bien una mezcla de éstos.	2,2	0,6	0,7
PERFIL S3			
Es un perfil con suelos granulares poco densos y/o suelos cohesivos de consistencia blanda a media, de espesores mayores de 10 metros, contenidos en los primeros 30 metros medidos desde la superficie del terreno.	2,0	1,0	0,6
CASOS DUDOSOS			
En aquellos casos donde la clasificación del perfil del subsuelo entre dos perfiles tipificados sea dudosa, se utilizará aquel que conduzca a las acciones sísmicas más desfavorables para la estructura.			
SUELOS SUSCEPTIBLES A LICUEFACCIÓN			
Cuando se trate de suelos susceptibles a licuefacción, se deberá evaluar su potencial de licuefacción de acuerdo a las condiciones especificadas en la Sección (11.6.)			
	β = factor de magnificación promedio	T^* = período	P = exponente que define la rama ascendente del espectro



12.1.9 ESPECTROS DE DISEÑO

Sección (7.2)

Las ordenadas A_d de los espectros de diseño quedan definidos en función del período T en la forma siguiente:

$T < 0.15 \text{ seg}$	$A_d = \frac{\alpha A_0 \left[1 + \frac{T}{0.15} (\beta - 1) \right]}{R}$
$0.15 < T < T^*$	$A_d = \frac{\alpha \beta A_0}{R}$
$T > T^*$	$A_d = \frac{\alpha \beta A_0}{R} \left(\frac{T^*}{T} \right)^p$

en donde los valores de:

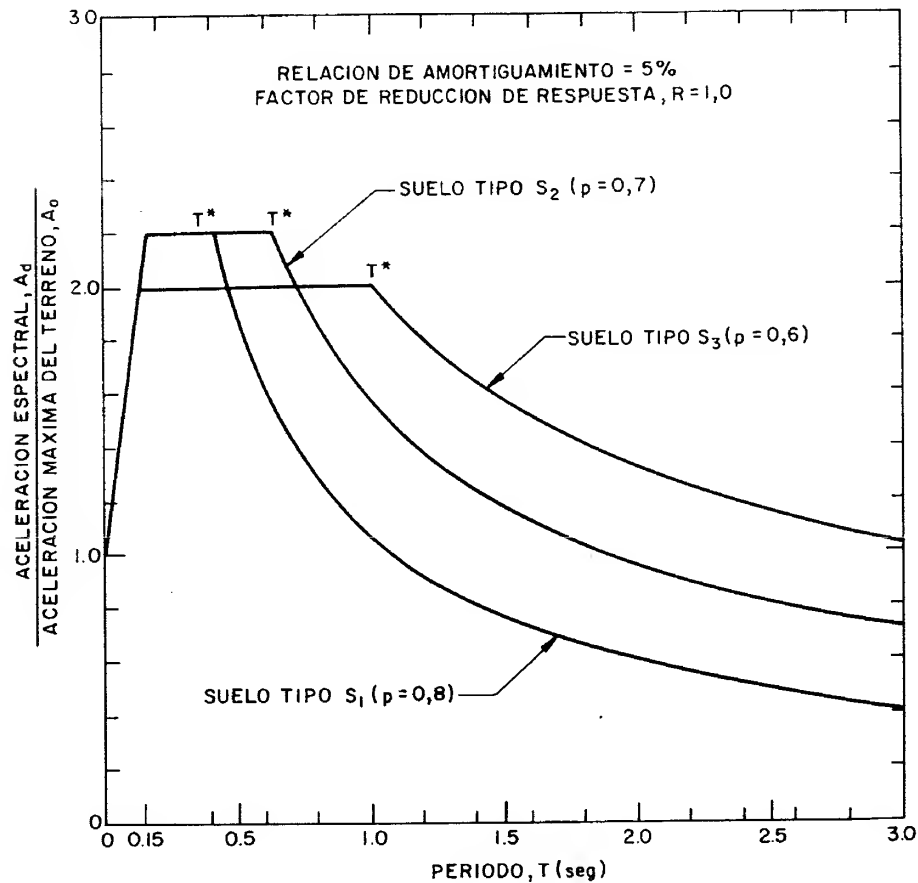
α : se dan en la Sección < 12.1.2 >

R : se dan en la Sección < 12.1.7 >

A_0 : se dan en el cuadro de la Sección < 12.1.1 > y es la aceleración horizontal máxima del terreno expresada como una fracción de g



ESPECTROS NORMALIZADOS



12.1.10 CLASIFICACION SEGUN LA REGULARIDAD DE LA ESTRUCTURA

Sección (5.5)

ESTRUCTURAS REGULARES

Se considerarán regulares las edificaciones que satisfacen todas las condiciones siguientes:

- La distribución vertical de masas, o rigideces, o resistencia al cortante, no varíe sustancialmente entre niveles adyacentes.
- La distancia entre la línea de acción del cortante y el centro de rigidez, no exceda el 8 % de la dimensión de la planta perpendicular a la dirección analizada.
- Las dimensiones de las plantas no aumenten en forma sustancial con la elevación.

ESTRUCTURAS IRREGULARES

Las edificaciones que no satisfagan alguna de las condiciones anteriores se considerarán irregulares.



12.1.11 CORTE BASAL

Sección (7.1)

La edificación deberá quedar diseñada para soportar una fuerza cortante a nivel de base, igual a:

$$V_0 = CW$$

C = Coeficiente sísmico de acuerdo a los métodos de: análisis y calculado a partir de los espectros de diseño.

$$\text{siendo: } C > \frac{\alpha A_0}{6}$$

W = Peso total del edificio por encima del nivel de base:

$$W = CP + n CV$$

C.P. = Cargas permanentes que incluyen el peso propio elementos estructurales o no, maquinarias y equipos no despreciables.

n = Porcentaje de las cargas variables

a) Para recipientes de líquidos	100 %
b) Para almacenes y depósitos	80 %
c) Para estacionamiento	50 %
d) Para entrepisos no incluidos en (b) y (c)	25 %
e) Para techos y terrazas no accesible	0 %



12.1.12 COEFICIENTES SÍSMICO PARA PARTES DE LA ESTRUCTURA

Sección (7.3)

$$F_p = \alpha C_p W_p$$

en donde los valores de:

α = se dan en la Sección < 12.1.2 >

C_p = coeficiente dado en tabla de más abajo

1.00 x C_p : para zona sísmica 4

0.75 x C_p : para zona sísmica 3

0.50 x C_p : para zona sísmica 2

0.25 x C_p : para zona sísmica 1

W_p = peso de la parte considerada

VALORES DE C_p

PARTES DE LA ESTRUCTURA	DIRECCIÓN DE LA FUERZA	C_p
a) Paredes exteriores o interiores, portantes o no; tabiques y otros muros divisorios	Normal a la superficie de la pared	0.30
b) Antepechos y cualquier parapeto vertical que trabaje en voladizo	Normal a la superficie de la pared	1.00
c) Ornamentos y apéndices, exteriores o interiores	Cualquier dirección	1.00
d) Marquesinas, balcones, aleros, salientes de techo o cualquier otro voladizo	Vertical	(1)
e) Entrepiso y techos actuando como diafragmas	Cualquier dirección horizontal	(2)
f) Conexiones de paredes prefabricadas exteriores, o de elementos de cerramiento	Cualquier dirección	2.00
g) Estructuras de sala de máquinas, estanques con su contenido y miradores sobre los edificios.	Cualquier dirección horizontal	$\frac{1.8}{R}$

(1) Ver nota (1): Tabla(7.3) pág. 31, de la Norma COVENIN-MINDUR 1756

(2) Ver nota (2): Tabla(7.3) pág. 31, de la Norma COVENIN-MINDUR 1756

12.1.13 DESPLAZAMIENTOS TOTALES

Secciones (10.1) y (10.2)

$$\Delta_i = D \Delta_{ei} \quad (10-1)$$

$$\delta_i = \Delta_i - \Delta_{i-1} \quad (10-2)$$

$$\frac{\delta_i}{(h_i - h_{i-1})} \leq \xi \quad (10-3)$$

en donde:

D = factor de ductilidad

 Δ_i = desplazamiento lateral total del nivel i Δ_{ei} = desplazamiento lateral calculado con las fuerzas de diseño, suponiendo comportamiento elástico y $E = 15100 \sqrt{f'_c}$ δ_i = diferencia de los desplazamientos laterales totales dos niveles consecutivos $h_i - h_{i-1}$ = distancia entre niveles consecutivosVALORES DE ξ

TIPO DE CERRAMIENTO	USO	
	GRUPO A	GRUPO B
Susceptible a daños bajo sismo	0.015	0.018
No susceptible a daños bajo sismo	0.020	0.024

- Efecto P- Δ :

$$\theta = \frac{\delta_i \sum_{j=i}^N W_j}{V_i D (h_i - h_{i-1})} \leq 0.8 \quad (8-1)$$

en donde:

 θ = coeficiente de estabilidad V_i = fuerza cortante en el nivel i W_j = peso del nivel j de la edificaciónCuando $\theta > 0.8$

$$1) \text{ Calcular el factor de amplificación } a_d = \frac{\theta}{1 - \theta}$$

2) Multiplicar los cortes de cada piso por el factor $(1 + a_d)$, y proceder a recalculer la distribución de cortantes y las otras solicitaciones de interés con esta última distribución.

12.1.14 SEPARACIONES MINIMAS

Sección (10.4)

Al Lindero:

$$S_L = \frac{D + 1}{2} \Delta_{en}$$

$$\text{si } H \leq 6.00 \text{ m} \quad S_L = 3.5 \text{ cm}$$

$$\text{si } H > 6.00 \text{ m} \quad S_L = 3.5 + 0.004 (H + 600)$$

en donde:

H = altura del edificio en cms.

Entre Edificios Adyacentes

$$S = \sqrt{S_{AL}^2 + S_{BL}^2}$$

en donde:

 S_{AL} = separación al lindero del edificio A S_{BL} = separación al lindero del edificio B



12.2 METODOS DE ANALISIS

Sección (9.1)

EDIFICACIONES REGULARES

CASO	METODO A APLICAR
Edificaciones pertenecientes al Grupo B, no mayores de 3 pisos, con entrepisos menores de 3.5 m y altura totales max. de 10.5 m	Método Simplificado. Sección < 12.2.2 >
Altura menor o igual de 20 pisos o 60 metros	Método Estático Equivalente. Sección < 12.2.1 >
Altura mayor de 20 pisos o 60 metros	Método Superposición Modal con un grado de libertad por nivel. Sección < 12.2.3 >

EDIFICACIONES IRREGULARES

CASO		METODO A APLICAR
$\frac{e}{B} < 0.08$	No se satisface Sección < 12.1.10 > aparte (a)	Método Superposición Modal con un grado de libertad por nivel. Sección < 12.2.3 > 6 Método Superposición Modal con tres grados de libertad por nivel. Sección < 12.2.4 >
	No se satisface Sección < 12.1.10 > aparte (c)	Método Superposición Modal con tres grados de libertad por nivel. Sección < 12.2.4 >
$0.08 < \frac{e}{B} < 0.12$	Si se satisface Sección < 12.1.10 > aparte (c)	Preferentemente el Método de Superposición Modal con tres grados de libertad por nivel. Sección <12.2.4> como alternativa, Método de Superposición Modal con un grado de libertad por nivel. Sec.<12.2.3>
	No se satisface Sección < 12.1.10 > aparte (c)	Método de Superposición Modal con tres grados de libertad por nivel. Sección < 12.2.4 >
$\frac{e}{B} > 0.12$		Método de Superposición Modal con tres grados de libertad por nivel. Sección < 12.2.4 >



12.2.1 METODO ESTATICO EQUIVALENTE

Sección (9.2)

- Corte Basal:

$$V_0 = \mu A_d W \quad (9-1)$$

$$\mu = \frac{3}{2} \left(\frac{N+1}{2N+1} \right) \quad (9-2)$$

$$\mu = 0.80 + \frac{1}{20} \left(\frac{T}{T^*} - 1 \right) \quad (9-3)$$

- Distribución vertical de la fuerzas cortante basal:

$$V_0 = F_t + \sum_{i=1}^N F_i \quad (9-6)$$

F_t = fuerza en el tope

$$F_t = (0.06 \frac{T}{T^*} - 0.02) V_0 \quad (9-7)$$

$$0.04 V_0 \leq F_t \leq 0.10 V_0 \quad (9-8)$$

$$F_i = (V_0 - F_t) \frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^N W_j h_j} \quad (9-9)$$

- Torsión estática equivalente:

$$M_{ti} = V_i (\tau e_i + 0.10 B_i) \quad (9-19)$$

$$M_{ti} = V_i (e_i - 0.10 B_i) \quad (9-20)$$

en donde:

τ = factor de amplificación dinámica

e_i = excentricidad de cálculo

B_i = ancho de la planta normal a la dirección del sismo, en el nivel i .

N = número de niveles

W = peso del edificio incluidas las cargas permanentes y variables.



VALORES DE τ	
Disposición en Planta de Elementos Rígidos	τ
Perimetral	1.5
Uniforme	3.0
Central	5.0

- Coeficientes sísmico para parte de la estructura:

$$F_p = \alpha C_p W_p \quad (7-5)$$

- Reducción del momento de volcamiento:

$$M_{vk} = \rho \sum_{i=k}^N F_i (h_i - h_k) \quad (9-10)$$

12.2.2 METODO SIMPLIFICADO

Sección (9.3)

- Corte basal:

$$V_o = \frac{\alpha A_o (\beta + 1)}{D + 1} W \quad (9-11)$$

- Distribución vertical de la fuerza cortante basal:

$$F_i = V_o \frac{W_i h_i}{\sum_{i=1}^N W_i h_i} \quad (9-12)$$

- Efectos torsionales
- Desplazamientos totales
- Reducción del momento de volcamiento
- Coeficientes sísmico para parte de la estructura:

Se tomarán en cuenta según los criterios del proyectista.

$$F_p = \alpha C_p W_p \quad (7-5)$$



12.2.3 METODO DE SUPERPOSICION MODAL CON UN GRADO DE LIBERTAD Sección (9.4)

- Modelo matemático: Sistema de cargas concentradas en cada nivel

$$N_1 = \frac{1}{2} \left(\frac{T_1}{T^*} - 1.5 \right) + 3 \geq 3 \quad (9-13)$$

$$N_1 = \frac{2}{3} \left(\frac{T_1}{T^*} - 1.5 \right) + 4 \geq 4 \quad (9-14)$$

- Corte basal modal:

$$V_{om} = W_m A_{dm} \quad (9-15)$$

$$W_m = \frac{\left[\sum_{i=1}^N W_i \phi_{im} \right]^2}{\sum_{i=1}^N W_i \phi_{im}^2} \quad (9-16)$$

- Fuerzas modales:

$$F_{im} = C_{im} V_{om} \quad (9-17)$$

$$C_{im} = \frac{W_i \phi_{im}}{\sum_{j=1}^N W_j \phi_{jm}} \quad (9-18)$$

- Fuerza cortante de diseño:

$$V_o = \sqrt{\sum V_{om}^2}$$

$$V_i = \sqrt{\sum V_{im}^2}$$



donde:

$$V_0 \geq \frac{\alpha A_0}{6}$$

V_0 será mayor que el corte basal calculado por el método estático (\bar{V}_0) para un período $\bar{T} = 1.4 T_a$

Si $V_0 < \bar{V}_0$ los valores de diseño se multiplicarán por $\frac{\bar{V}_0}{V_0}$

- Torsión estática equivalente:
igual al del método estático equivalente
véase Sección < 12.2.1 >
- Desplazamientos totales:
véase Sección < 12.1.13 >
- Efecto P-Δ:
véase Sección < 12.1.13 >

12.2.4 METODO DE SUPERPOSICIÓN MODAL CON TRES GRADOS DE LIBERTAD Sección (9.6)

- Modelo matemático

- Modos:

$$N_1 = \frac{1}{2} \left(\frac{T_1}{T^*} - 1.5 \right) + 3 \geq 3 \quad (9-13)$$

$$N_1 = \frac{2}{3} \left(\frac{T_1}{T^*} - 1.5 \right) + 4 \geq 4 \quad (9-14)$$

- Corte basal modal
 - Fuerzas modales
 - Fuerza cortante de diseño
 - Torsión estática equivalente
 - Desplazamientos totales:
 - Efecto P-Δ
- } véase Sección < 12.2.1 >
- } véase Sección < 12.1.13 >



12.3 REQUISITOS PARA LA INFRAESTRUCTURA Secciones (11.1), (11.2), (11.3) y (11.4)

- a) UNIFORMIDAD DEL TIPO DE FUNDACIÓN
- b) VIGAS DE RIOSTRA: - Sección mínima 30 x 30
- Deben absorber 10 % de la carga vertical en tracción y en compresión

c) PEDESTALES:

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Si } h > 2.00 \text{ m} \\ \text{y Rigidez} < 0.90 [R \text{ (viga riostra +} \\ \text{columnas)} \end{array} \right\} \left\{ \begin{array}{l} \text{los pedestales se deberán} \\ \text{incorporar en el modelo mate} \\ \text{mático} \end{array} \right.$$

- El diseño se hará por la Sección [15.8] Norma COVENIN-MINDUR 1753

d) FUNDACIONES:

Fundaciones Superficiales

- Verificar para las siguientes combinaciones: $\left\{ \begin{array}{l} CP + CV \pm S \\ CP \pm S \end{array} \right\} \leq \left\{ \begin{array}{l} 0.50 q_{ultimo} \\ 2 R_s \end{array} \right.$

Fundaciones Profundas

- Verificar para las siguientes combinaciones: $\left\{ \begin{array}{l} CP + CV \pm S \\ CP + S \end{array} \right\} \leq \left\{ \begin{array}{l} 0.75 q \text{ cap. portante} \\ 0.50 \text{ del esfuerzo} \\ \text{en el pilote} \end{array} \right.$
- Si da tracción, deberá $\leq \left\{ \begin{array}{l} \text{capacidad estructural del pilote} \\ 0.75 \text{ capacidad de la conexión (en} \\ \text{prefabricado).} \\ 0.50 \text{ de la capacidad a tracción del} \\ \text{conjunto suelo-pilote.} \end{array} \right.$



- Armadura longitudinal $\geq 0.50 \%$ del área de la sección transversal del pilote

- Armadura transversal $\geq 3/8" \text{ c}/30 \text{ cm}$

e) MUROS:

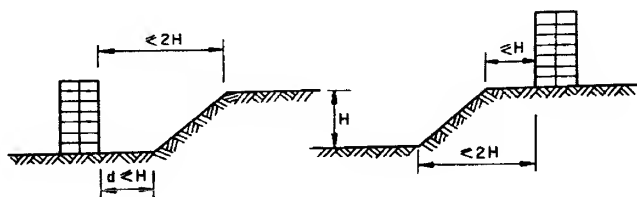
Se diseñarán para la mayor de las siguientes combinaciones

$$U = 1.2 \text{ CP} + 1.0 \text{ CV} + 1.0 \text{ ED} \pm 1.0 \text{ S}$$

$$U = 0.9 \text{ CP} + 1.0 \text{ ED} + 1.0 \text{ S}$$

f) TALUDES:

Cuando sea inevitable que las fundaciones de una estructura estén separadas según los siguientes valores:



se deberá realizar un análisis de la estabilidad de los taludes.

en donde:

CP = efectos debidos a cargas permanentes
CV = efectos debidos a cargas variables
S = efectos debidos a las acciones sísmicas
ED = efectos debidos al empuje del suelo.

12.4 PRESCRIPCIONES ESPECIALES PARA EL DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE EDIFICACIONES ANTISÍSMICAS. [Capítulo 18]12.4.1 MATERIALES:

a) Concreto:

$$f'_c \geq 200 \text{ kg/cm}^2$$

y

$$f'_c \leq 300 \text{ kg/cm}^2 \text{ si se utiliza agregado liviano}$$

b) Acero:

$$(\text{esfuerzo cedente real}) \leq 1.30 (\text{esfuerzo cedente especificado})$$

y

$$(\text{esfuerzo de rotura}) \geq 1.25 (\text{esfuerzo cedente real})$$

12.4.2 REQUISITO PARA EL NIVEL DE DISEÑO 312.4.2.1 ELEMENTOS SOMETIDOS A FLEXIÓN:

12.4.2.1.1 Aplicable a los miembros que cumplan las siguientes condiciones:

a) fuerza axial mayorada de compresión $\leq 0.1 A_g f'_c$

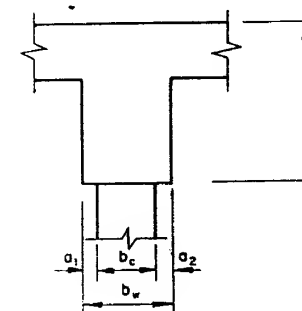
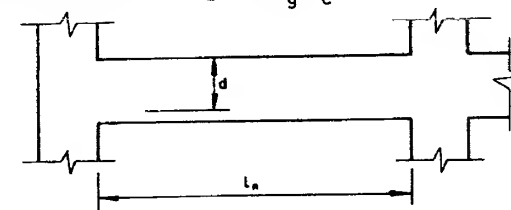
b) $\frac{\ell_n}{d} \geq 4$

c) $\frac{b_w}{h} \geq 0.3$

d) $b_{mín} = 25 \text{ cm}$

e) $(b_w)_{máx} = b_c + a_1 + a_2$

$$\left. \begin{matrix} a_1 \\ a_2 \end{matrix} \right\} \leq 0.75 h$$

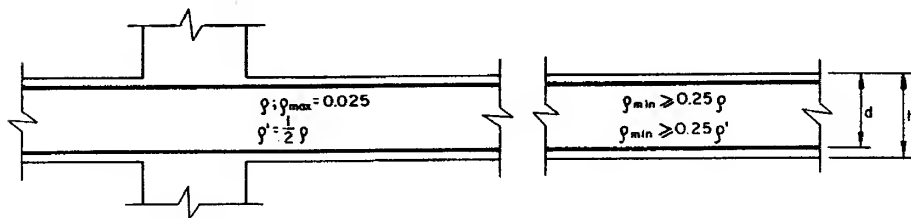


12.4.2.1.2 Armadura Longitudinal: Ver detalle de armado en < Capítulo 13 >

a) Porcentajes: (tanto para el A_s superior como para el inferior)

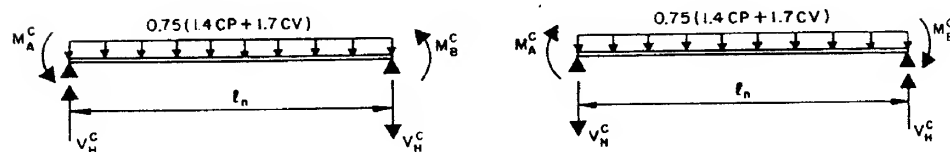
$$\frac{14}{f_y} \leq \rho \leq 0.025$$

b) Disposición de la armadura longitudinal:



12.4.2.1.3 Armadura Transversal: Ver detalle de armado en < Capítulo 13 >

a) Cálculo de las fuerzas cortantes de diseño según la Sección (18.3.3.2) de la Norma



$$V_H^C = V_O + \frac{M_A^C + M_B^C}{\ell_n}$$

M_A^C , M_B^C calculados con A_s real,

$$f_s = 1.25 f_y \text{ y } \phi = 1.0$$

b) separación $\leq \frac{d}{2}$ a todo lo largo del miembro

c) en zonas confinadas

estribos cerrados en una porción igual a $2h$ en los extremos de la viga.

Separación \leq que el menor valor:

- $\frac{d}{4}$
- $8 d_\ell$
- $24 d_e$
- 30 cm
- el primer estribo a 5 cm de la cara del apoyo.

12.4.2.2 ELEMENTOS SOMETIDOS A FLEXO-COMPRESIÓN:

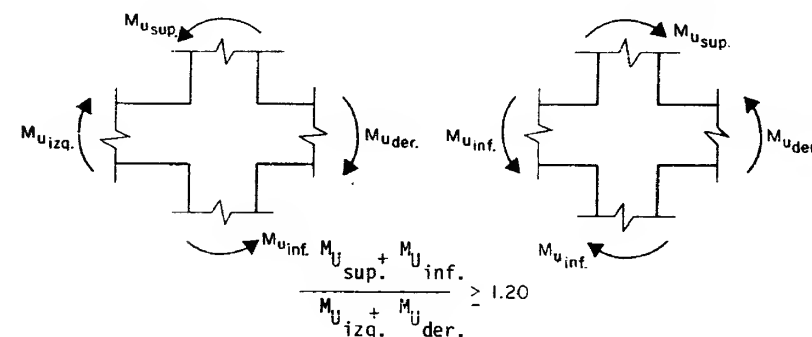
12.4.2.2.1 Aplicable a los miembros que cumplan las siguientes condiciones:

a) fuerza axial mayorada $\geq 0.1 A_g f'_c$

b) $b \geq 30$ cm

c) $\frac{b}{h} \geq 0.4$

12.4.2.2.2 Chequeo de la mínima resistencia a flexión de las columnas:





12.4.2.2.3 Armadura longitudinal: Ver detalle de armado en < Capítulo 13 >

a) Porcentajes:

$$0.01 < \rho_g < 0.06$$

12.4.2.2.4 Armadura transversal: Ver detalle de armado en < Capítulo 13 >

- a) zona a confinar \geq que el mayor: $\left\{ \begin{array}{l} \text{Mayor dimensión de la sección transversal} \\ 1/6 \text{ de la longitud libre del miembro} \\ 45 \text{ cm} \end{array} \right.$

- b) área de la armadura de confinamiento \geq $\left\{ \begin{array}{l} \text{ligaduras cerradas} \\ \text{helicoidal} \end{array} \right. \geq \left\{ \begin{array}{l} A_{sh} = 0.3 \left(sh_c \frac{f'_c}{f_{yh}} \right) \left[\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right] \\ A_{sh} = 0.12 \left(sh_c \frac{f'_c}{f_{yh}} \right) \end{array} \right.$
- $\geq \rho_s = \frac{0.12 f'_c}{f_{yh}}$

- c) separación \leq que el menor: $\left\{ \begin{array}{l} 1/4 \text{ de la menor dimensión del miembro} \\ 10 \text{ cm} \\ 35 \text{ cm (para las ligaduras cerradas de una rama)} \end{array} \right.$

- d) cálculo de la fuerza cortante de diseño, según la Sección (18.4.4.5) de la Norma

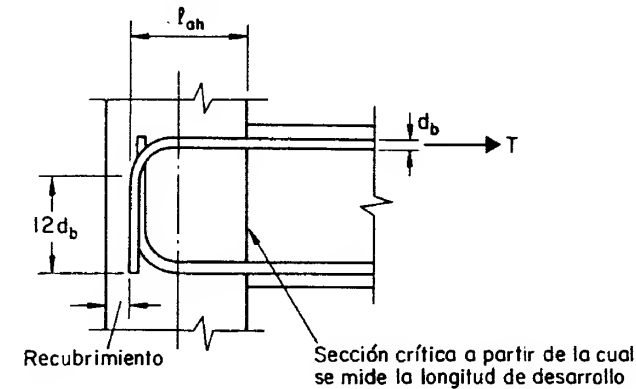
- e) contribución del concreto en la resistencia al corte:

$$\text{Si } \left\{ \begin{array}{l} \text{la carga mayorada} \leq 0.05 A_g f'_c \end{array} \right\} \text{ el término } V_c = 0$$



12.4.3 JUNTAS VIGA-COLUMNA

12.4.3.1 VIGAS



Para barras a tracción:

$$l_{ah} = \frac{0.06 f_y d_b}{\sqrt{f'_c}} \geq \left\{ \begin{array}{l} 8 d_b \\ 15 \text{ cm} \end{array} \right. \quad \text{Ver TABLA <12.1>}$$

Para barras a compresión:

Ver TABLAS <2.6> <2.7> y <2.8>

12.4.3.2 COLUMNAS

Armadura Transversal:

a) Caso general:

Ver Sección <12.4.2.2.4> puntos a), b) y c)

b) Juntas confinadas por vigas en los cuatro lados:

Si ancho c/vigas ≥ 0.75 del ancho de la columna se dispondrá el 50 % de la armadura indicada en el caso general en una longitud igual a la menor altura de las vigas concurrentes

c) Si refuerzo long. de la viga no está dentro del núcleo de la columna se dispondrá como lo indica el caso general.

12.4.3.3 VERIFICACION POR FUERZA CORTANTE

En toda junta de concreto normal debe verificarse:

$$V_j < \phi \gamma A_j \sqrt{f'_c}$$

donde:

$$V_j = 1.25 f_y (A_{s1} + A_{s2}) - V_{col}$$

el valor de V_{col} puede ser estimado como:

$$V_{col} = \frac{2\left(\frac{l_1}{l_{1n}} M_A^C + \frac{l_2}{l_{2n}} M_B^C\right)}{l_c + l'_c}$$

en los casos más comunes, donde se satisface las relaciones:

$$\frac{h_c}{l_1} \geq 0.08 \text{ y } \frac{l_2}{l_1} \geq 0.7$$

el valor de V_j se puede estimar así:

$$V_j = 1.25 f_y (A_{s1} + A_{s2}) \left(1 - \frac{2 h_j}{l_c + l'_c}\right)$$

donde:

l_1, l_2 = distancias entre centros de apoyos de las vigas adyacentes a la junta

l_{1n}, l_{2n} = luces libres de las vigas adyacentes a la junta

M_A^C, M_B^C = momentos resistentes a flexión tomando $f_y = 1.25 f_y$ y $\phi = 1$

l_c, l'_c = distancias entre centro de apoyo de las columnas adyacentes a la junta

$\phi = 0.85$

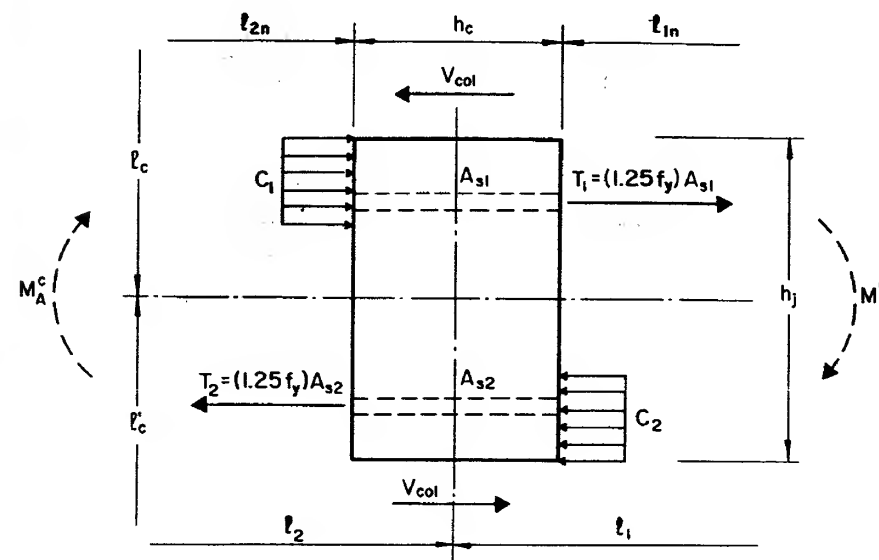
$\gamma = 5.3$ en juntas confinadas por vigas en sus cuatro caras y 4.0 en cualquier otro caso

A_j = menor sección transversal de la junta en un plano paralelo al eje del refuerzo longitudinal que transmite el corte a la junta.

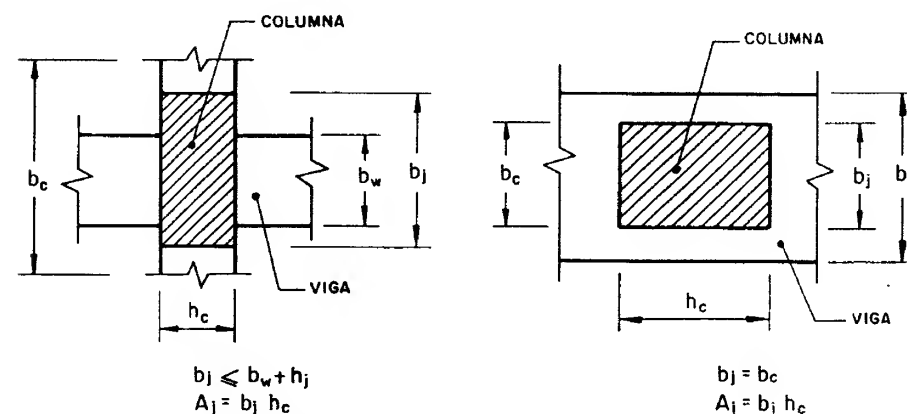
Si se verifica que:

$$V_j > \phi \gamma A_j \sqrt{f'_c}$$

se deberá aumentar la sección de la columna.



MODELO SIMPLIFICADO DE FUERZA CORTANTE EN UNA JUNTA VIGA-COLUMNA



AREA DE UNA JUNTA VIGA-COLUMNA



TABLA 12.1

LONGITUDES DE ANCLAJE DE BARRAS A TRACCIÓN								
ϕ	f_y kg/cm ²	Barras con Gancho Estandar de 90° : l_{ah} (cm)						Barras sin Gancho: l_{as} (cm)
		f'_c kg/cm ²						
		150	200	250	300	350	400	
3/8"	2800	15	15	15	15	15	15	1) Si el espesor del concreto por debajo de la barra < 30 cm $l_{as} = l_{ah} \times 2.5$
	4200	17	17	15	15	15	15	
1/2"	2800	17	15	15	15	15	15	2) Si el espesor del concreto por debajo de la barra > 30 cm $l_{as} = l_{ah} \times 3.5$
	4200	26	23	20	19	17	16	
5/8"	2800	21	19	17	15	15	15	3) La longitud de anclaje (l_{as}) debe estar en el núcleo confinado, en caso contrario debe multiplicarse por 1.6
	4200	33	28	25	23	21	20	
3/4"	2800	26	23	20	19	17	16	
	4200	39	34	30	28	26	24	
7/8"	2800	30	26	24	22	20	19	
	4200	46	40	35	32	30	28	
1"	2800	35	30	27	25	23	21	
	4200	52	45	41	37	34	32	
1 3/8"	2800	49	43	38	35	32	30	
	4200	74	64	57	52	48	45	

LONGITUDES DE ANCLAJE DE BARRAS A COMPRESION

Ver Tablas <2.6> , <2.7> y <2.8>

Nota:
Estas longitudes de anclaje son para concreto normal



12.4.4 REQUISITOS PARA EL NIVEL DE DISEÑO 2

12.4.4.1 ELEMENTOS SOMETIDOS A FLEXION:

12.4.4.1.1 Aplicable a los miembros que cumplan la condición:

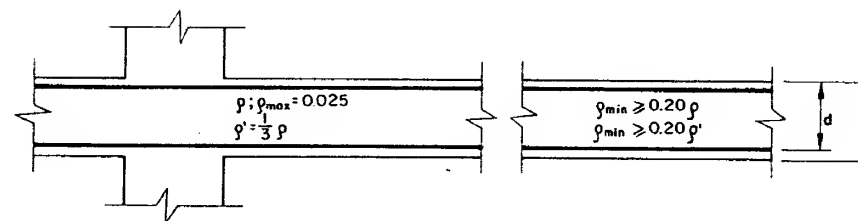
a) fuerza axial mayorada de compresión $\leq 0.1 A_g f'_c$

12.4.4.1.2 Armadura longitudinal: Ver detalle de armado en < Capítulo 13 >

a) Porcentajes

$$\frac{14}{f_y} \leq \rho \leq 0.025$$

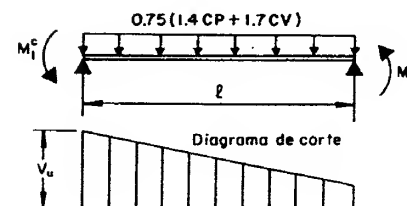
b) Disposición de la armadura longitudinal



12.4.4.1.3 Armadura transversal: Ver detalle de armado en < Capítulo 13 >

a) Primera Opción:

Cálculo de la fuerza cortante de diseño según la Sección 18.9.5 de la Norma de Concreto



$$V_u = \frac{M_1^C + M_2^C}{l_n} + 0.375(1.4CP + 1.7CV)$$

 M_1^C, M_2^C calculados con A_s real,

$$f_s = 1.0 f_y \text{ y } \phi = 1.0$$

b) Segunda Opción:

$$0.75(1.4 CP + 1.7 CV) + 2.0 S$$

c) Separación $\leq d/2$ a todo lo largo del miembro



- d) zonas confinadas
- estribos cerrados en una porción igual a $2h$ en los extremos de la viga
- Separación \leq que el menor valor:
- $\frac{d}{4}$
 - $8 d_e$
 - $24 d_e$
 - 30 cm
 - el primer estribo a 5 cm de la cara del apoyo.

12.4.4.2 ELEMENTOS SOMETIDOS A FLEXO-COMPRESIÓN

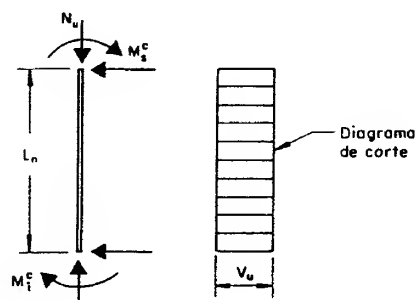
12.4.4.2.1 Aplicable a los miembros que cumplan la condición:

- a) fuerza axial mayorada en compresión $\geq 0.1 A_g f'_c$

12.4.4.2.2 Armadura transversal:

- a) Primera Opción:

Cálculo de la fuerza cortante de diseño según la Sección 18.9.5 de la Norma de Concreto



$$V_u = \frac{M_s^C + M_i^C}{L_n}$$

M_{us}, M_{ui} calculados con A_s real, $f_s = 1.0 f_y$ y $\phi = 1.0$

- b) Segunda Opción:

$$0.75(1.4 CP + 1.7 CV) + 2.0 S$$



- c) zona confinada
- ligadura en una longitud \geq que el mayor valor:
- mayor dimensión transversal
 - $\frac{1}{6}$ altura libre del miembro
 - 45 cm
- separación \leq que el menor valor:
- $8 d_e$
 - $24 d_e$
 - $\frac{1}{2}$ de la menor dimensión transversal
 - 30 cm

CALCULO DE LAS FUERZAS MEDIANTE EL ANALISIS DINAMICO CON UN GRADO DE LIBERTAD POR PLANTA

1) DATOS DEL ANALISIS DINAMICO.

1a) EN LA TABLA ANEXA SE INDICAN LOS PESOS Y LAS COORDENADAS MODALES DE LOS DIVERSOS PISOS CALCULADAS MEDIANTE UN ANALISIS MODAL.

NIVEL	W_i (Kgs)	ϕ_1	ϕ_2	ϕ_3
8	156.600	1.441	-1.379	1.261
7	"	1.378	-0.861	0.038
6	"	1.259	-0.043	-1.187
5	"	1.087	0.789	-1.293
4	"	0.868	1.334	-0.182
3	"	0.614	1.393	1.100
2	"	0.334	0.936	1.311
1	"	0.122	0.369	0.605

1b) PERIODO DE LOS MODOS

$$T_1 = 1.286 \text{ seg.}$$

$$T_2 = 0.425 \text{ seg.}$$

$$T_3 = 0.256 \text{ seg.}$$

2) DATOS CORRELACIONADOS CON EL RESUMEN ESQUEMATICO DE ASPECTOS GENERALES.

2a) UBICACION Y REGIONALIZACION: CARACAS, ZONA SISMICA 4, POR TANTO $A_0 = 0.30$

2b) USO: VIVIENDA, POR TANTO, ES GRUPO B y $\alpha = 1.0$

2c) SISTEMA APORTICADO POR TANTO EL TIPO DE ESTRUCTURA ES I.



2d) TIPO DE SUELO: COHESIVO BLANDO: PERFIL S3
POR TANTO $\beta = 2.0$, $T^* = 1.0$, $\phi = 0.6$

SE DESEAN CALCULAR LAS FUERZAS SISMICAS POR EL METODO DINAMICO CON UN GRADO DE LIBERTAD.

3) NUMERO DE MODOS N_1 A CONSIDERAR

$$n < 20 \text{ PISOS}$$

$$N_1 = \frac{1}{2} \left(\frac{T_1}{T^*} - 1.5 \right) + 3 \geq 3 \quad (9-13)$$

$$T_1 = 1.286 \text{ seg.}$$

SE TIENE:

$$N_1 = \frac{1}{2} \left(\frac{1.286}{1.0} - 1.5 \right) + 3 = 2.89$$

HAY QUE USAR 3 MODOS

4) FUERZAS MODALES EN EL PRIMER MODO

$$F_{im} = C_{im} \times V_{om} \quad (9-17)$$

$$C_{im} = \frac{W_i \times \phi_{im}}{\sum W_j \times \phi_{jm}} \quad (9-18)$$

$$V_{om} = W_1 \times \Delta d_1 \quad (9-15)$$

$$y \quad W_1 = \frac{(\sum W_i \times \phi_{i1})^2}{\sum W_i \times \phi_{i1}^2} \quad (9-16)$$

5) SE DETERMINARA Δd (VER "ORDENADAS DEL ESPECTRO DE DISEÑO" EN RESUMEN ESQUEMATICO DEL METODO ESTATICO EQUIVALENTE).

$$T = 1.286 \quad T^* = 1$$

POR TANTO $T > T^*$

$$y \quad \Delta d = \left(\frac{\alpha \beta A_0}{R} \right) \left(\frac{T^*}{T} \right)^p \quad (7-4)$$

SE DEBERA DETERMINAR EL VALOR DE R



EN EL CUADRO DE ASPECTOS GENERALES SE BUSCA "NIVELES DE DISEÑO" Y "FACTORES DE REDUCCION DE RESPUESTA Y DE DUCTILIDAD".

COMO $T > 0.15$ SE TIENE

$$R = D$$

COMO SE TIENE GRUPO B Y ZONA SISMICA 4 SE DEBERA TENER NIVEL DE DISEÑO ND3

COMO EL TIPO DE ESTRUCTURA ES I AL NIVEL DE DISEÑO 3 LE CORRESPONDE $D = 6.0$

SE CALCULA Δ_d

$$\Delta_d = \frac{1.0 \times 2 \times 0.30}{6.0} \left(\frac{1}{1.286} \right)^{0.6} = 0.086$$

6) SE CALCULA EL CORTE BASAL

$$V_{01} = \overline{W}_1 \times \Delta_d = (9-15)$$

SE HACE LA SIGUIENTE TABLA:

NIVEL	W_i	ϕ_i	$W_i \phi_i$	$W_i \phi_i^2$	C_i
8	156.600	1.441	223.600	325.176	0.203
7	"	1.378	215.795	297.363	0.194
6	"	1.259	197.159	248.223	0.177
5	"	1.087	170.224	185.033	0.153
4	"	0.868	135.929	117.986	0.122
3	"	0.614	96.152	59.038	0.086
2	"	0.334	52.304	17.469	0.047
1	"	0.122	19.105	2.330	0.017

$$W_{TOTAL} = 1.252.800 \leq 1.112.328 \quad 1.252.620$$

$$\overline{W}_1 = \frac{(1.112.328)^2}{1.252.620} = 987.714^K$$

$$V_{01} = 0.086 \times 987.714^K = 84.935^K$$



7) SE DISTRIBUYE VERTICALMENTE ESTE CORTE POR MEDIO DEL VALOR C_i . POR EJEMPLO, PARA EL NIVEL 6 SE TENDRA:

$$C_i = \frac{197.159}{1.112.328} = 0.177$$

$$F_i = 0.177 \times 84.935^K = 15.055^K$$

NIVEL	C_i	F_i	V_i
8	0.203	17.226	17.226
7	0.194	16.478	33.704
6	0.177	15.055	48.759
5	0.153	12.998	61.757
4	0.122	10.376	72.133
3	0.086	7.343	79.476
2	0.047	3.996	83.472
1	0.017	1.463	84.935

8) SE COMPRUEBAN AL FINAL LOS VALORES COMPARANDO V_i DEL NIVEL 1 CON V_{01}

$$V_i = 84.935^K$$

$$V_{01} = 84.935^K \quad OK$$

SE REPITE EL CALCULO PARA LOS MODOS 2 Y 3 LO CUAL APARECE RESUMIDO EN LAS TABLAS SIGUIENTES.

9) FUERZAS MODALES EN EL 2° MODO SE DETERMINARA Δ_d

$$T_2 = 0.425 \text{ seg.}$$

$$T^* = 1 \text{ seg.}$$

$$0.15 \text{ seg.} < T_2 < 1 \text{ seg.}$$

$$\Delta_d = \frac{\alpha \beta \Delta_0}{R} \quad (7-3)$$



10) SE DEBERA DETERMINAR EL VALOR DE R

COMO $T > 0.15 \text{ seg.}$

$$R = D$$

$$D = 6.0$$

11) SE CALCULA Δd

$$\Delta d = \frac{1.0 \times 2 \times 0.30}{6.0} = 0.10$$

12) SE CALCULA EL CORTE BASAL

$$V_{02} = \bar{W} \times \Delta d \quad (9-15)$$

ELABORANDO LA SIGUIENTE TABLA:

NIVEL	W_i	ϕ_2	$W_i \phi_2$	$W_i \phi_2^2$	C_2
8	156.600	-1.379	-215.951	297.797	-0.543
7	"	-0.861	-134.833	116.091	-0.339
6	"	-0.043	-6.734	290	-0.017
5	"	0.789	123.557	97.487	0.311
4	"	1.334	208.904	278.678	0.526
3	"	1.393	218.144	303.874	0.549
2	"	0.936	146.577	137.196	0.369
1	"	0.369	57.785	21.323	0.145

$$W_{TOTAL} \quad 1.252.800 \quad \sum \quad 397.449 \quad 1.252.736$$

$$\bar{W}_2 = \frac{(397.449)^2}{1.252.736} = 126.096^K$$

$$V_{02} = 0.10 \times 126.096^K = 12.610^K$$

13) SE SACAN LOS VALORES DE LAS FUERZAS Y CORTES SISMICOS DEL MODO 2.



NIVEL	C_2	F_i	V_i
8	-0.543	-6.851	-6.851
7	-0.339	-4.278	-11.129
6	-0.017	-214	-11.343
5	0.311	3.920	-7.423
4	0.526	6.628	-795
3	0.549	6.921	6.126
2	0.369	4.651	10.777
1	0.145	1.833	12.610

14) FUERZAS MODALES EN EL 3º MODO
SE DETERMINA Δd

$$T_3 = 0.256 \text{ seg.}$$

$$T^* = 1 \text{ seg.}$$

$$0.15 < T_3 < 1 \text{ seg.}$$

$$\Delta d = \frac{\alpha B \Delta_0}{R} \quad (7-3)$$

15) SE DETERMINA EL VALOR DE R

COMO $T > 0.15 \text{ seg.}$

$$R = D$$

$$D = 6.0$$

16) SE CALCULA Δd

$$\Delta d = \frac{1.0 \times 2 \times 0.30}{6.0} = 0.10$$

17) SE CALCULA EL CORTE BASAL

$$V_{03} = \bar{W} \times \Delta d \quad (9-15)$$

ELABORANDO LA TABLA SIGUIENTE:



NIVEL	W_i	ϕ_3	$W_i \phi_3$	$W_i \phi_3^2$	C_3
8	156.600	1.261	197.473	249.013	0.763
7	"	0.038	5.951	226	0.023
6	"	-1.187	-185.884	220.645	-0.718
5	"	-1.293	-202.484	261.812	-0.782
4	"	-0.182	-28.501	5.187	-0.110
3	"	1.100	172.260	189.486	0.665
2	"	1.311	203.303	269.152	0.793
1	"	0.605	94.743	57.320	0.336

$$\Sigma 258.861 \leq 1.252.841$$

$$W_3 = \frac{(258.861)^2}{1.252.841} = 53.486$$

$$V_{03} = 0.10 \times 53.486 = 5.349^K$$

- 18) SE SACAN LOS VALORES DE LAS FUERZAS Y CORTES SISMICOS DEL MODO 3 POR MEDIO DE C_3

$$F_i = V_{03} \times C_3$$

NIVEL	C_3	F_i	V_i
8	0.763	4.081	4.081
7	0.023	123	4.204
6	-0.718	-3.840	364
5	-0.782	-4.183	-3.819
4	-0.110	-588	-4.407
3	0.665	3.558	-849
2	0.793	4.242	3.393
1	0.336	1.958	5.351

- 19) FUERZAS MODALES DEL ANALISIS MODAL
LOS VALORES DEFINITIVOS DEL CORTE BASAL Y CORTE EN CADA PISO SE DETERMINARAN POR COMBINACION DE LOS RESPECTIVOS VALORES MODALES TOMANDO LA RAIZ CUADRADA DE LA SUMA DE LOS CUADRADOS DE CADA VALOR MODAL.



NIVEL	V_1	V_2	V_3	$V = \sqrt{V_1^2 + V_2^2 + V_3^2}$
8	17.226	-6.851	4.081	18.982
7	33.704	-11.129	4.204	35.742
6	48.759	-11.343	364	50.062
5	61.757	-7.423	-3.819	62.319
4	72.133	-795	-4.407	72.279
3	79.476	6.126	-849	79.716
2	83.472	10.777	3.393	84.233
1	84.935	12.610	5.351	86.032

ESTOS VALORES DEBERAN SER COMPARADOS CON LOS OBTENIDOS POR EL METODO ESTATICO EQUIVALENTE CON PERIODO $T = 1.4 T_a$

- 20) SE CALCULA EL CORTE EN LA BASE

$$\bar{V}_0 = U \times \Delta d \times W$$

$$U = \frac{3}{2} \frac{(N+1)}{(2N+1)} \quad (9-1)$$

$$U = 0.80 + \frac{1}{20} \left(\frac{T}{T^*} - 1 \right) \quad (9-5)$$

- 21) PARA UNA ESTRUCTURA TIPO I (VER TABLA DEL "RESUMEN DEL METODO ESTATICO EQUIVALENTE")

$$T_a = 0.061 h^{3/4}$$

$$T_a = 0.061 \times 28^{3/4} = 0.74 \text{ seg.}$$

$$T = 1.4 T_a = 1.4 \times 0.74 = 1.036 \text{ seg.}$$

COMO SE TIENE UN TIPO DE SUELO COHESIVO BLANDO SE TIENE PERFIL DE SUELOS S3 Y

$$\beta = 2.0 \quad T^* = 1.0 \quad \rho = 0.6$$

- 22) SE HALLA EL VALOR DE MODIFICACION U QUE SERA EL MAYOR DE ESTOS DOS VALORES

$$U = \frac{3}{2} \frac{(8+1)}{(16+1)} = 0.79$$

$$U = 0.80 + \frac{1}{20} \left(\frac{1.036}{1} - 1 \right) = 0.802$$

SE USARA $U = 0.802$



23) SE CALCULA LA ORDENADA DEL ESPECTRO DE DISEÑO COMO $T > T^*$

$$\Delta d = \alpha \beta \frac{\Delta_0}{R} \left(\frac{T^*}{T} \right)^p$$

PARA $T > 0.15$ EL FACTOR DE REDUCCION $R = 0.6$

$$\Delta d = \frac{1 \times 2.0 \times 0.3}{6.0} \times \left(\frac{1}{1.036} \right)^{0.6}$$

$$\Delta d = 0.0979$$

24) SABRIENDO QUE $\sum W = 1.252.800^k$ CALCULAMOS

$$\overline{V_0} = \Delta d \times \sum W$$

$$\overline{V_0} = 0.0979 \times 1.252.800^k$$

$$\overline{V_0} = 98.365^k$$

25) SE HALLAN LAS FUERZAS Y CORTES SISMICOS EN CADA NIVEL (VER EN "RESUMEN ESQUEMATICO DEL METODO ESTADICO EQUIVALENTE" LA DISTRIBUCION VERTICAL DE LA FUERZA SISMICA)

LA FUERZA CONCENTRADA EN EL ULTIMO NIVEL ES:

$$F_t = \left(0.06 \frac{T}{T^*} - 0.02 \right) V_0$$

$$F_t = \left(0.06 \frac{1.036}{1} - 0.02 \right) \times 98.365^k$$

$$F_t = 4.147^k$$

COMO $F_t > 0.04 V_0 > 3.934^k$

SE TOMA $F_t = 4.147^k$

$$F_i = (V_0 - F_t) \times \frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^N W_j h_j} \quad (9-9)$$

$$F_i = 94.218 \times \frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^N W_j h_j}$$



NIVEL	W_i	h_i	$W_i h_i$	F_i	F_t	V_i
8	156.600	28.00	4.384.800	20.937	4.147	25.084
7	"	24.50	3.836.700	18.320	—	43.404
6	"	21.00	3.288.600	15.703	—	59.107
5	"	17.50	2.740.500	13.086	—	72.193
4	"	14.00	2.192.400	10.469	—	82.662
3	"	10.50	1.644.300	7.852	—	90.514
2	"	7.00	1.096.200	5.234	—	95.748
1	"	3.50	548.100	2.617	—	98.365

$$\sum = 19.731.600$$

26) COMO LAS FUERZAS Y CORTES OBTENIDAS SON MAYORES QUE LAS OBTENIDAS POR EL METODO DINAMICO, EL VALOR DE DISEÑO SE OBTENDRA MULTIPLICANDO LOS VALORES OBTENIDOS EN EL ESTUDIO DINAMICO POR LA RELACION $\frac{\overline{V_0}}{V_0}$

$$\frac{\overline{V_0}}{V_0} = \frac{98.365}{86.032} = 1.1433$$

NIVEL	V DINAMICO	V DISEÑO
8	18.982	21.703
7	35.742	40.866
6	50.062	57.239
5	62.319	71.252
4	72.279	82.640
3	79.716	91.143
2	84.233	96.308
1	86.032	98.365

METODO ESTATICO EQUIVALENTE

27) SE CALCULA EL CORTE EN LA BASE

$$V_0 = U \times \Delta d \times W \quad (9-1)$$

$$U = \frac{3}{2} \frac{(N+1)}{(2N+1)} \quad N = \text{NUMERO DE PISOS} \quad (9-2)$$

$$U = 0.80 + \frac{1}{20} \left(\frac{T}{T^*} - 1 \right) \quad (9-3)$$

28) SE OBTIENE EL VALOR ESTIMADO DEL PERIODO FUNDAMENTAL T (VER TABLA DEL "RESUMEN DEL METODO ESTATICO EQUIVALENTE") PARA UNA ESTRUCTURA TIPO I

$$T_0 = 0.061 h^{3/4}$$

$$T_0 = 0.061 \times 28^{3/4} = 0.74 \text{ seg.}$$

COMO SE TIENE UN TIPO DE SUELO COHESIVO BLANDO SE TIENE PERFIL DE SUELOS S3 Y

$$\beta = 2.0 \quad T^* = 1.0 \quad \rho = 0.6$$

29) SE HALLA ASI EL VALOR DE MODIFICACION U QUE SERA EL MAYOR DE ESTOS DOS VALORES

$$U = \frac{3}{2} \frac{(8+1)}{(16+1)} = 0.79$$

$$U = 0.80 + \frac{1}{20} \left(\frac{0.74}{1} - 1 \right) = 0.787$$

$$\text{SE USARA } U = 0.79$$

30) SE CALCULA LA ORDENADA DEL ESPECTRO DE DISEÑO

COMO $0.15 < T < T^*$

$$0.15 < 0.74 < 1.0$$

QUEDA DEFINIDA POR

$$\Delta d = \frac{\alpha \beta \Delta_0}{R} \quad (7-3)$$

DADO QUE $T > 0.15$ EL FACTOR DE REDUCCION $R = D = 6.0$

$$\text{ASI QUE } \Delta d = \frac{1 \times 2.0 \times 0.3}{6.0} = 0.10$$

$$\Delta d = 0.10$$

31) SABIENDO QUE $\sum W = 1,252,800^K$ CALCULAMOS:

$$V_0 = 0.79 \times 0.10 \times 1,252,800$$

$$V_0 = 98,971^K$$

32) SE HALLAN LAS FUERZAS Y CORTES SISMICOS EN CADA NIVEL (VER EN "RESUMEN ESQUEMATICO DEL METODO ESTATICO EQUIVALENTE" LA DISTRIBUCION VERTICAL DE LA FUERZA SISMICA)

LA FUERZA CONCENTRADA EN EL ULTIMO NIVEL ES:

$$F_t = \left(0.06 \frac{T}{T^*} - 0.02 \right) V_0$$

$$F_t = \left(0.06 \frac{0.74}{1} - 0.02 \right) \times 98,971^K$$

$$F_t = 2,415^K$$

$$\text{COMO } F_t < 0.04 V_0 < 3,959^K$$

$$\text{SE TOMA } F_t = 3,959^K$$

Y SE HALLAN LOS VALORES DE F_i POR LA FORMULA

$$F_i = (V_0 - F_t) \times \frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^N W_j h_j} \quad (9-9)$$

$$F_i = 95,012 \times \frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^N W_j h_j}$$

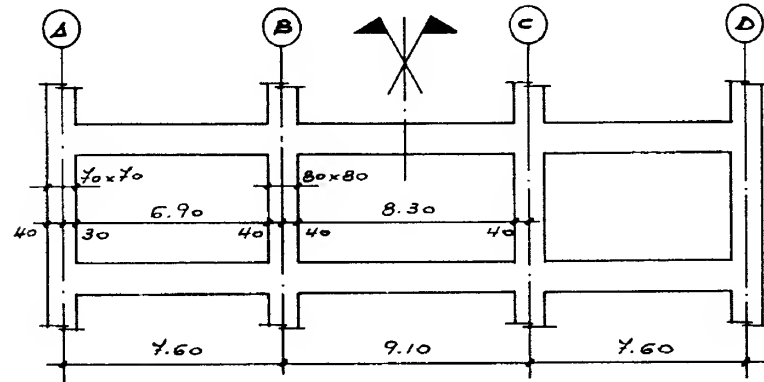
NIVEL	W_i	h_i	$W_i h_i$	F_i	F_t	V_i
8	156.600	28.00	4,384.800	21.113	3,959	25.073
7	"	24.50	3,836.700	18.475	—	43.548
6	"	21.00	3,288.600	15.839	—	59.383
5	"	17.50	2,740.500	13.196	—	72.979
4	"	14.00	2,192.400	10.557	—	85.136
3	"	10.50	1,644.300	7.918	—	91.054
2	"	7.00	1,096.200	5.278	—	96.332
1	"	3.50	548.100	2.639	—	98.971

$$\sum 19,731.600$$



DISEÑO DE UN PORTICO APLICANDO LAS PRESCRIPCIONES DEL CAPITULO 18 PARA NIVEL DE DISEÑO 3.

1) ESQUEMA DE VIGAS Y COLUMNAS DE UN PISO DEL PORTICO.



2) DISEÑO DE LA VIGA

2.1 SOLICITACIONES

CASOS DE CARGA	MOMENTO M_u TRAMO AB (T-mt)			MOMENTO M_u TRAMO BC (T-mt)	
	APOYO A	TRAMO AB	APOYO B	APOYO B	TRAMO BC
$1.4CP + 1.7CV$ $q_u = 8.73 \text{ T/m.}$	-46.8	+87.67	-56.60	-46.04	+40.60
S	± 68.78	± 5.75	± 66.60	± 86.05	0.00
$0.75(1.4CP + 1.7CV) \pm S$	-100.81	+33.94	+24.15	-122.08	+30.45
	+36.67	+82.44	-107.05	+50.02	+30.45
$0.9CP \pm S$	-95.69	+27.86	+41.63	-107.24	+23.88
	+41.85	+16.36	-91.57	+64.86	+23.88



2.2 VERIFICACION DE LAS CONDICIONES GENERALES

$$a) N_u \leq 0.1 A_g f'_c = 0.1 \times 50 \times 95 \times 0.250 = 118.75 \text{ T}$$

$$N_u = 27.5 \text{ T} < 118.75 \text{ T} \quad \checkmark$$

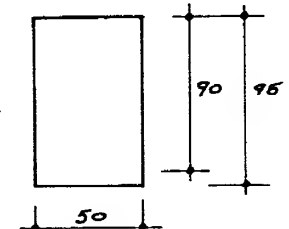
$$b) \frac{f_n}{d} \geq 4.0 \quad \frac{690}{90} = 7.7 > 4.0 \quad \checkmark$$

$$c) \frac{b_w}{h} \geq 0.30 \quad \frac{50}{95} = 0.53 > 0.30 \quad \checkmark$$

$$d) b_w \geq 25 \quad 50 > 25 \quad \checkmark$$

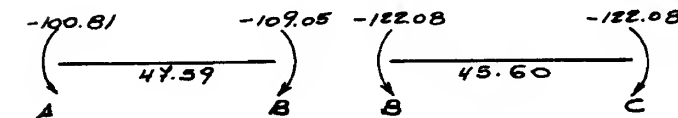
$$e) b_w \leq b_{col} + 0.75(2h) \quad 40 + 0.75(2 \times 95) = 143.2$$

$$b_w = 50 < 143.2 \quad \checkmark$$



2.3 REFUERZO DE LA VIGA POR FLEXION Y CORTE

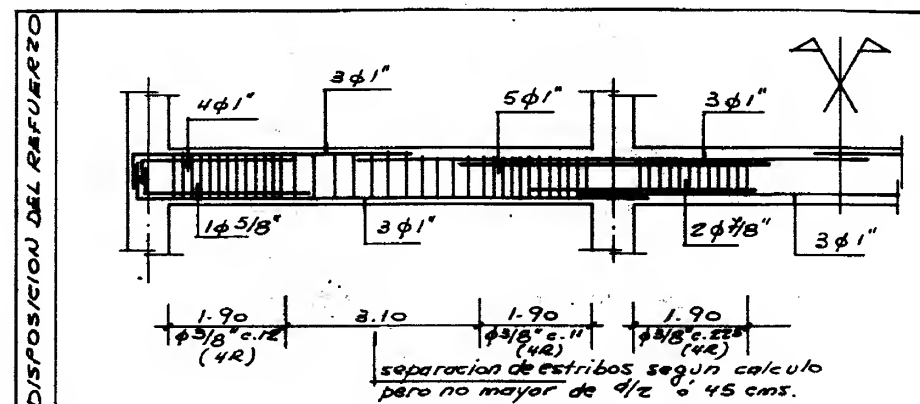
DE LA TABLA DE SOLICITACIONES SE OBTIENEN LOS SIGUIENTES VALORES MAXIMOS:



$f'_c = 250 \text{ K/cm}^2$	$b = 50 \text{ cms.}$	SE ADOPTA: $\rho = 0.18$	SEGUN TABLA 4.5
$f_y = 4200 \text{ K/cm}^2$	$h = 95 \text{ "}$		$\phi R_{ubd} = 14660 \text{ K.m}$
	$d = 90 \text{ "}$		$\phi f_y \rho d = 3041$
	$d' = 5 \text{ "}$		$\phi f_y (d - d') = 3218$



POR MOMENTO	$M_{max} (Ton-m)$	-100.81	-122.08	
		41.85	37.59	64.86
		33.15		40.15
	$A_s = \frac{Mu}{\phi f_y d}$	13.76 (K.58)	12.56	21.32
		13.76		13.25
	A_s colocado	3 ϕ 1" + 1 ϕ 5/8" (35.49)	3 ϕ 1" (40.56)	3 ϕ 1" + 2 ϕ 5/8" (40.56)
POR CORTE	$\rho = \frac{A_s}{bwd}$	0.0078	0.0090	
		0.0038	0.0034	0.0051
				0.0034
	$M_u = 0.90 A_s f_y d$	111.40		125.68
	$(1 - 0.59 \rho \frac{f_y}{f_c})$	56.28	50.00	74.09
				50.00
	$V_o = q_u \frac{\ell_n}{2}$	30.12	30.12	36.22
	$M_u = 1.25 f_y A_s d \times$	151.49		170.25
	$\times (1 - 0.59 \rho \frac{1.25 f_y}{f_c})$	77.39		101.59
	$V_H = \frac{M_u^L + M_u^R}{\ell_n}$	36.67	45.89	32.75
	$V_u = V_o + V_H$	66.79	76.01	68.97
	SEGUN TABLA 4.1	0	0	37.71
	$V_c = 0.53 \sqrt{f_c} bwd$			
	DONDE $V_H > V_o$, SE TOMA $V_c = 0$			
	$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c$	78.58	89.42	43.43
	$\phi = 0.85$			
	DE LA TABLA 4.1			
	$V_{s max} = 2.1 \sqrt{f_c} bwd$	149.4	149.4	149.4
	ESTRIBOS SEGUN TABLA C.12	ϕ 3/8" c.12 4R	ϕ 3/8" c.11 4R	ϕ 3/8" c.225 4R
	SEPARACION MINIMA PERMITIDA EN ZONA DE CONFINAMIENTO	22.5	22.5	22.5



3) DISEÑO DE UNA COLUMNA :

3.1 SOLICITACIONES : DEL ANALISIS DE LA ESTRUCTURA SE OBTIENEN LOS VALORES DE CARGA Y MOMENTO EN LOS EXTREMOS DE LAS COLUMNAS.

SOLICITACIONES DE CARGA	PISOS 1 y 2		
	COLUMNA A		
	$P_u (T)$	$M_L (T-m)$	$M_S (T-m)$
1.4 CP + 1.7 CV	-279.87	24.7	21.1
$S = 145.00$	354.90	54.28	48.83
$0.75(1.4CP + 1.7CV) \pm S$	64.90	-17.23	-17.18
$0.9CP \pm S$	289.45	48.50	43.89
	-0.55	-23.00	-22.11
S	145	35.75	33.00

COLUMNA DEL EJE A.

3.2 VERIFICACION DE LAS CONDICIONES GENERALES :

a) $0.1 A_g f_c' = 0.1 \times 70 \times 50 \times 250 = 87.50 \text{ Tn.} < 354.90 \text{ Tn.} \checkmark$

b) $b = 70 \text{ cms.} > 30 \text{ cms.} \checkmark$

c) $\frac{b}{h} = \frac{70}{50} = 1.4 > 0.4 \checkmark$



3.3 DISEÑO SEGUN TABLA 5.8

$$\mu = \frac{M_u}{f_c b h^2} = \frac{54.28}{.25 \times .50 \times 4900} = 0.0886$$

$$\gamma = \frac{P_u}{f_c b h} = \frac{354.90}{.25 \times .50 \times 70} = 0.41, \quad \gamma = 0.90$$

DE LA TABLA $\rho = 1\%$ ARMADURA: $12 \phi \frac{7}{8}" A_s = 46.44 \text{ cm}^2$

3.4 REVISION SEGUN DISEÑO ANTISISMICO

ARMADURA LONGITUDINAL	COEFICIENTE DE MOMENTO ULTIMO	$\rho = \frac{46.44}{3500} = 0.0133 \quad \gamma = 0.41$, con estos valores y $\gamma = 0.90$ se obtiene de la tabla 5.8 $W = 0.095$
	RESISTENCIA A LA FLEXION DE LA COLUMNA RELATIVA A LAS VIGAS CONCURRENTES	<p>SE CALCULA $M_u = 0.095 \times 0.85 \times .250 \times .50 \times 70^2 = 49.45 \text{ T-m.}$</p> <p>SE COMPROBEA QUE: $\frac{\sum M_c}{\sum M_v} \geq 1.20$</p> <p>$\frac{49.45 + 49.45}{111.4} = 0.88 < 1.20$, no cumple, se aumenta la columna a 70×70 y se repite el cálculo con las nuevas dimensiones.</p> <p>$\rho = 1\%$ $A_s = 49 \text{ cm}^2$ ARMADURA: $4 \phi 1" + 8 \phi \frac{7}{8}"$, $A_s = 51.24$</p> <p>$\rho = \frac{51.24}{70 \times 70} = 0.0105$, se entra en la tabla 5.8 con $\rho = 1\%$, $\gamma = 0.41$ y $\gamma = 0.90$ Y SE OBTIENE $\mu = 0.096$</p> <p>SE CALCULA $M_u = 0.096 \times 0.85 \times .250 \times 70 \times 70^2 = 69.97 \text{ T-m.}$</p> <p>SE VERIFICA:</p> <p>$\frac{69.97 + 69.97}{111.4} = 1.25 > 1.2 \quad \checkmark$</p>



ARMADURA TRANSVERSAL

LONGITUD
DE
CONFINAMIENTO

mayor DIMENSION = 70 cm.
 $\frac{l_n}{6} = \frac{300 - 95}{6} = 34 \text{ cms.}$
 $l_0 \geq 45 \text{ cms.}$

SE ADOPTA EL
MAYOR VALOR
 $l_0 = 70 \text{ cms.}$

SEPARACION
EN ZONA DE
CONFINAMIENTO

$\frac{1}{4}$ menor dimension = $\frac{70}{4} = 17.5 \text{ cms.}$
 $5 \leq 10 \text{ cms.}$

SE TOMA
 $l_0 \geq 70 \text{ cms.}$

AREA DE LAS LIGADURAS

$h_c = 70 - 8 = 62 \text{ cms.}$
 $A_g = 70 \times 70 = 4900 \text{ cms.}$
 $\Delta c_h = 62 \times 62 = 3844 \text{ cms.}$

$$\Delta s_h = 0.12 \left(s \times h_c \frac{f_c}{f_y} \right) = 0.12 \left(10 \times 62 \frac{250}{4200} \right) = 4.4286$$

$$\Delta s_h = 0.30 \left(s \times h_c \frac{f_c}{f_y} \right) \left(\frac{A_s}{\Delta c_h} - 1 \right) =$$

$$= 0.30 \left(10 \times 62 \times \frac{250}{4200} \right) \left(\frac{4900}{3844} - 1 \right) = 3.04$$

SE ADOPTA: Lig. $\phi \frac{1}{2}"$ de 4 ramas c. 10 cms.
 $(\Delta s_h = 4 \times 1.27 = 5.08) \checkmark$

PROCEDIMIENTO

SE CALCULARAN LOS MAXIMOS MOMENTOS
RESISTENTES NOMINALES EN LOS DIVERSOS
CASOS DE CARGA, CON $P = 0.0105$ y $\rho = 0.90$
SE OBTIENEN DE LA TABLA LOS VALORES DE μ

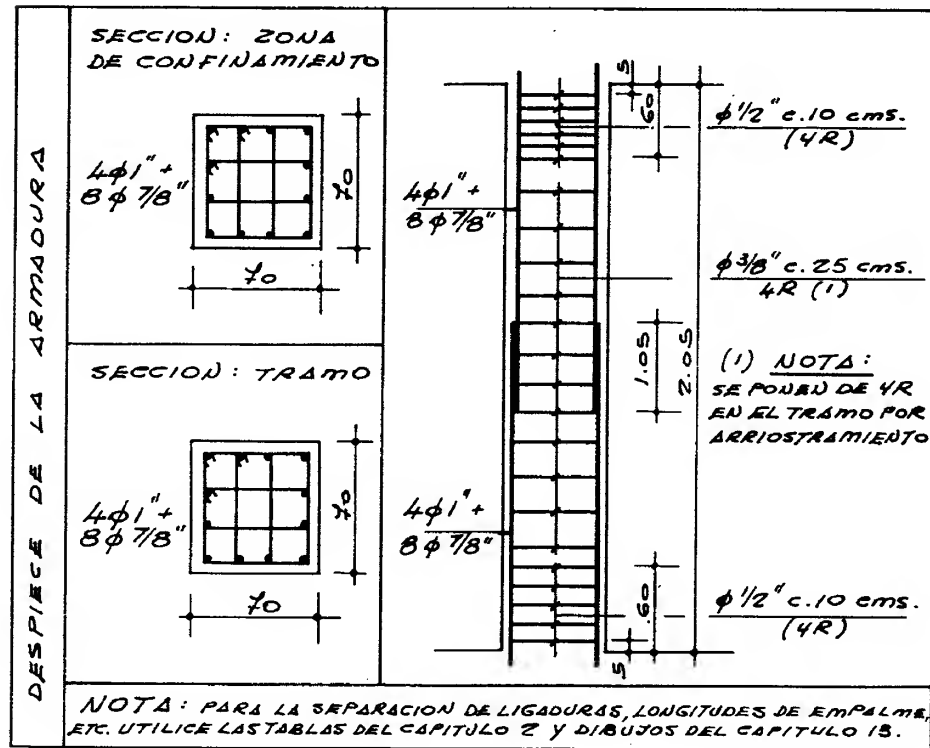
P_u	$\gamma = \frac{P_u}{f_c b h}$	W	$M_u = \mu f_c b h^2$	$N_n = \frac{m_o}{\phi}$
279.87	0.228	0.108		
354.90	0.290	0.110	94.325	134.75
64.90	0.053	0.073		
289.45	0.236	0.108		
-0.55	0.000	0.053		

$$V_u = \frac{\sum M_n}{l_n} = \frac{2 \times 134.75}{2.40} = 112.3$$

(CONTINUA)



ARMADURA TRANSVERSAL (CONTINUACION)	PROCE- DIMIENTO 2	$V_u = \frac{Z(M_{si} + M_{se})}{l_n} + \frac{\sum M_{uop}}{l_n} = \frac{Z(35.75 + 39.00)}{2.40} + \frac{24.7 + 21.1}{2.40} = 76.38 T.$
	LIGADURAS Y SEPARACION	<p>SE PUEDE ADOPTAR EL MENOR, O SEA 76.38 T. DE LA TABLA 6.3, SE OBTIENE $\phi V_c = 32.41 T.$</p> <p>$V_s = \frac{V_u - \phi V_c}{\phi} = \frac{76.38 - 32.41}{0.85} = 51.73 T.$</p> <p>DE LA TABLA 6.14, USANDO ESTRIOS DE $\phi \frac{1}{2}"$ SE OBTIENE: $S = 27 \text{ cms.} \approx 25 \text{ cms.}$</p> <p>SE ADOPTA FINALMENTE:</p> <p>EN ZONA DE CONFINAMIENTO, LIG. $\phi \frac{1}{2}"$ c. 10 (4R)</p> <p>EN ZONA CENTRAL: LIG. $\phi \frac{1}{2}"$ c. 25 cms.</p> <p>maxima permitida: $\frac{d}{2} = \frac{65}{2} = 32.5 \text{ cms.}$</p>

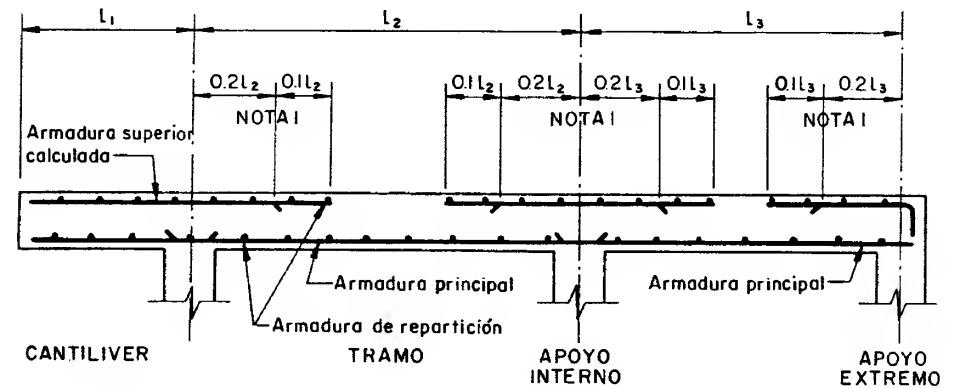


Detalles del Armado para
el Diseño de Elementos
Estructurales de
Edificaciones Antisísmicas

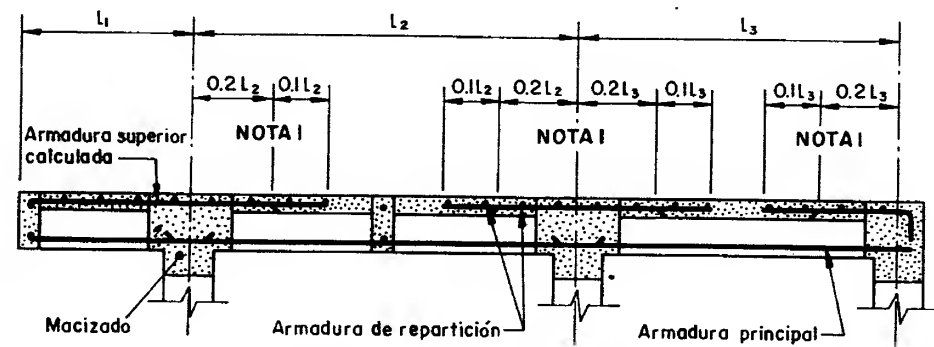




LOSA MACIZA (armada en una dirección)



LOSA NERVADA (armada en una dirección)



NOTA I: Cabillas para ser cortadas según lo necesario por cálculo, pero nunca menos de lo indicado

LOSA DE ESCALERA (Simplemente apoyada)

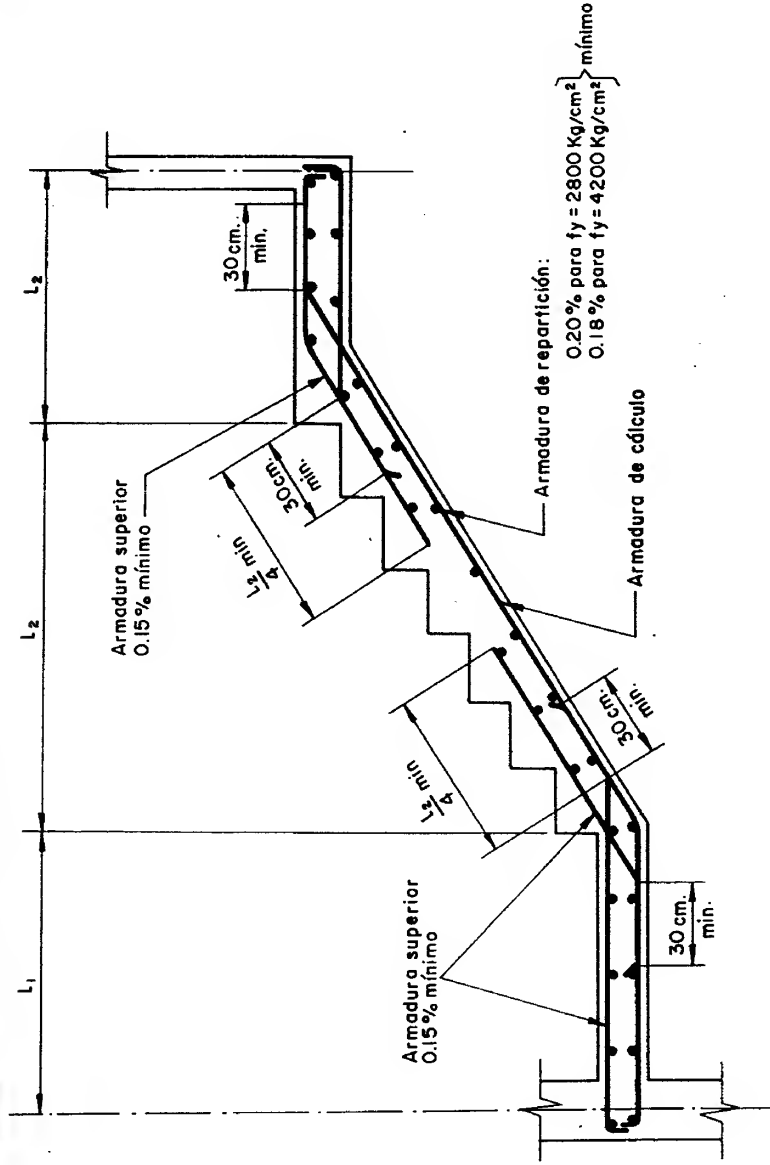


Fig. 13.3

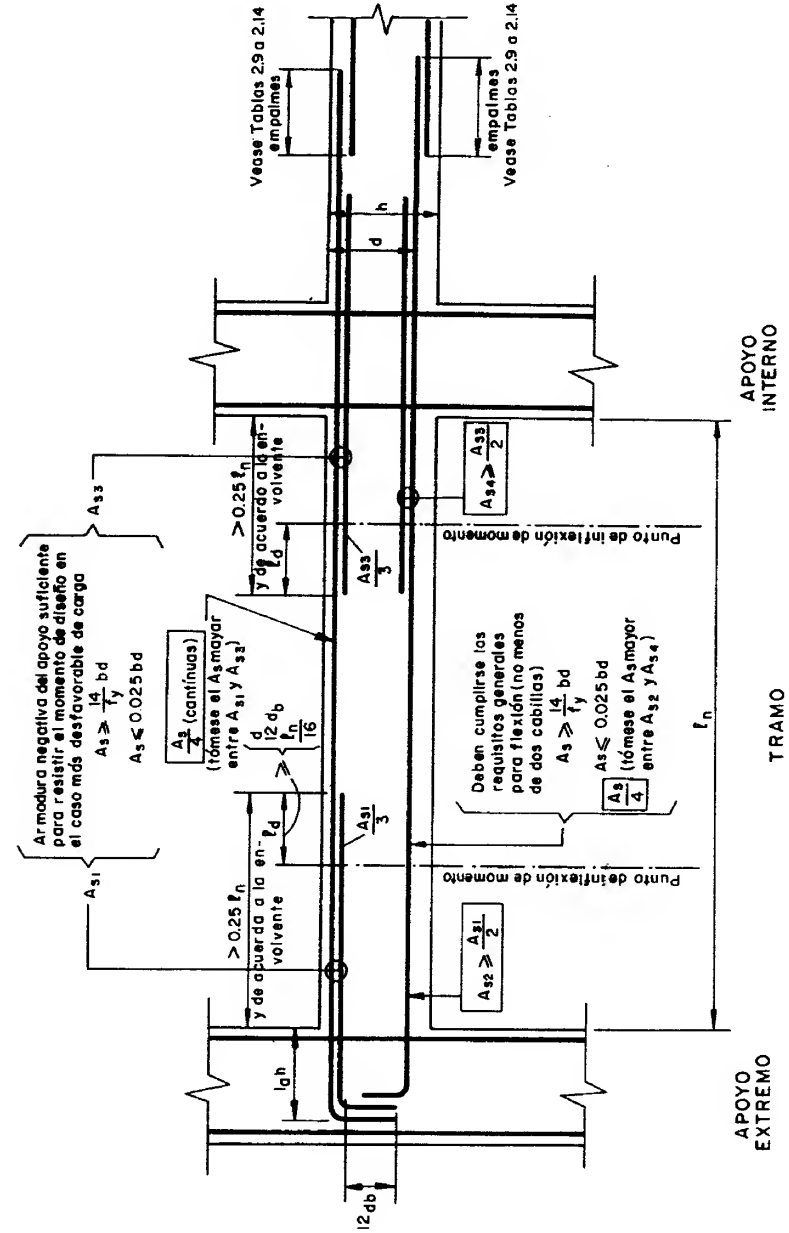


Fig. 13.4

NOTA:
Los valores indicados en ☐ varían para los niveles de diseño 3 y 2, ver los requisitos para cada nivel de diseño.

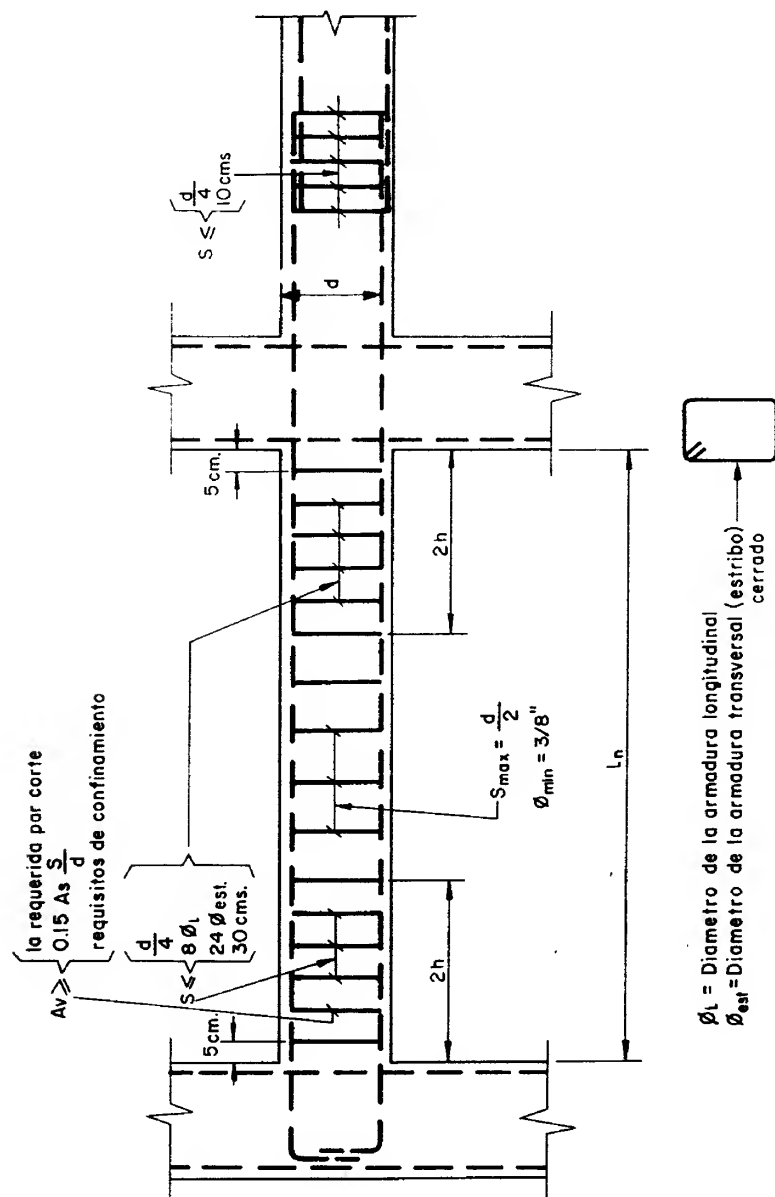


Fig. 13.5 Requisitos válidos para los niveles de diseño 3 y 2

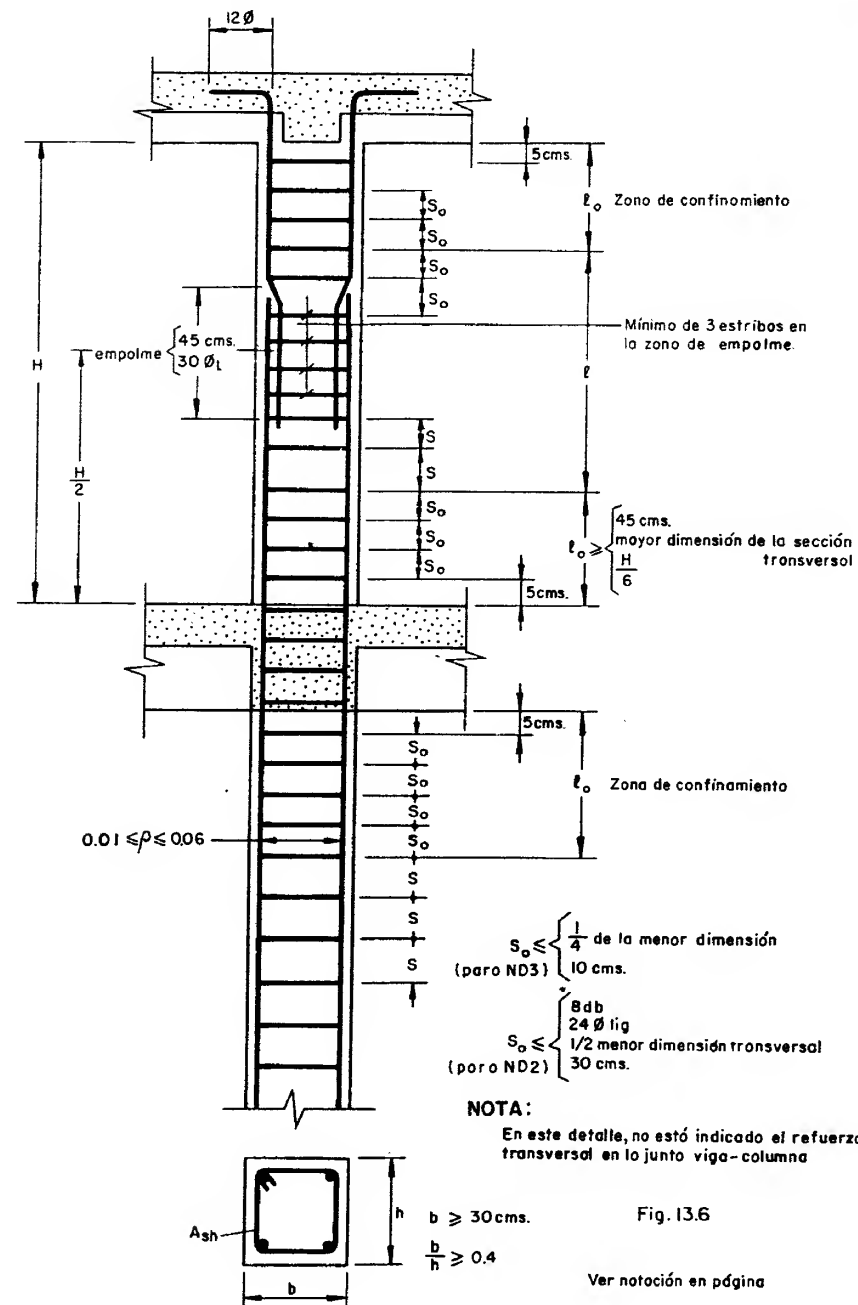


Fig. 13.6

Ver notoción en página

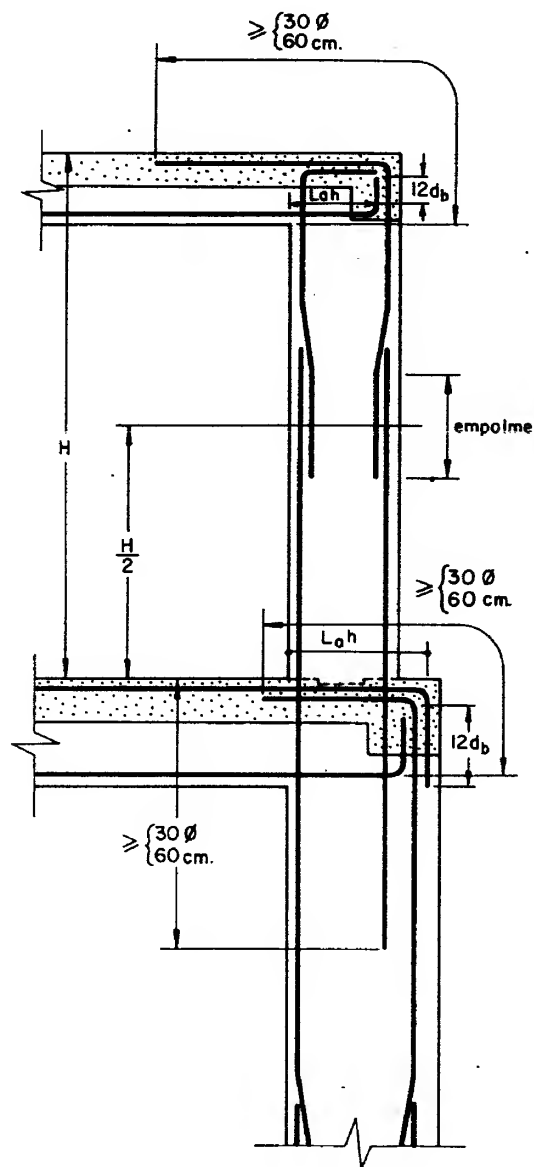


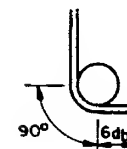
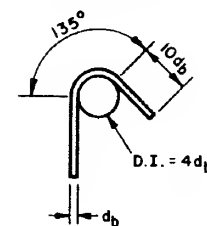
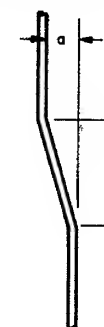
Fig. 13.7



NOTACION:

 A_{sh} = Área del estribo (una rama) A_g = Área total de la Sección A_c = Área del núcleo L_h = Longitud no soportada del estribo l = Longitud fuera de la zona confinada l_o = Longitud de la zona confinada S = Separación de estribos fuera de la zona confinada S_o = Separación de estribos dentro de la zona confinada

$$A_{sh} \geq \begin{cases} 0.3 \left(S \cdot h_c \frac{f'_c}{f_{yh}} \right) \cdot \left[\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right] \\ 0.12 S \cdot h_c \frac{f'_c}{f_{yh}} \end{cases}$$

DETALLE DE
GANCHO DE LAS
LIGADURAS DE
LAS COLUMNASDETALLE DE LA
BOTELLA DE LA
CABILLA PRINCIPAL

$$\frac{b}{a} \leq 10$$

$$b > 30 \text{ cms}$$

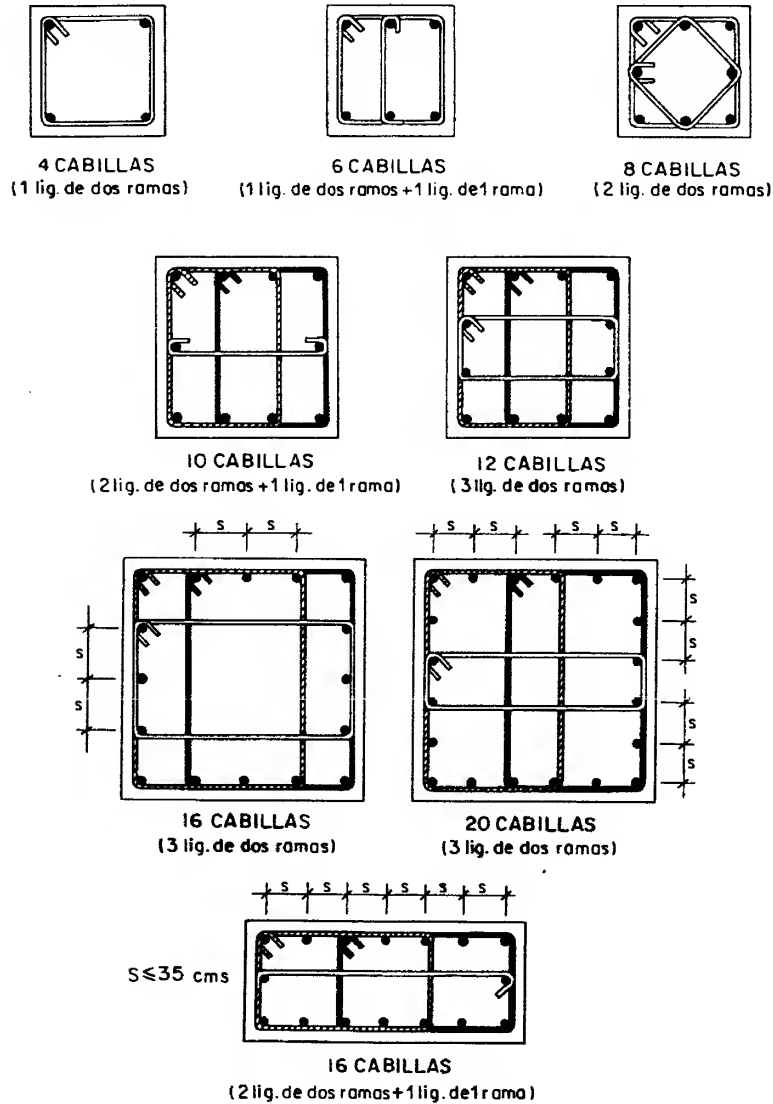


Fig. 13.8

FUNDACION DIRECTA AISLADA

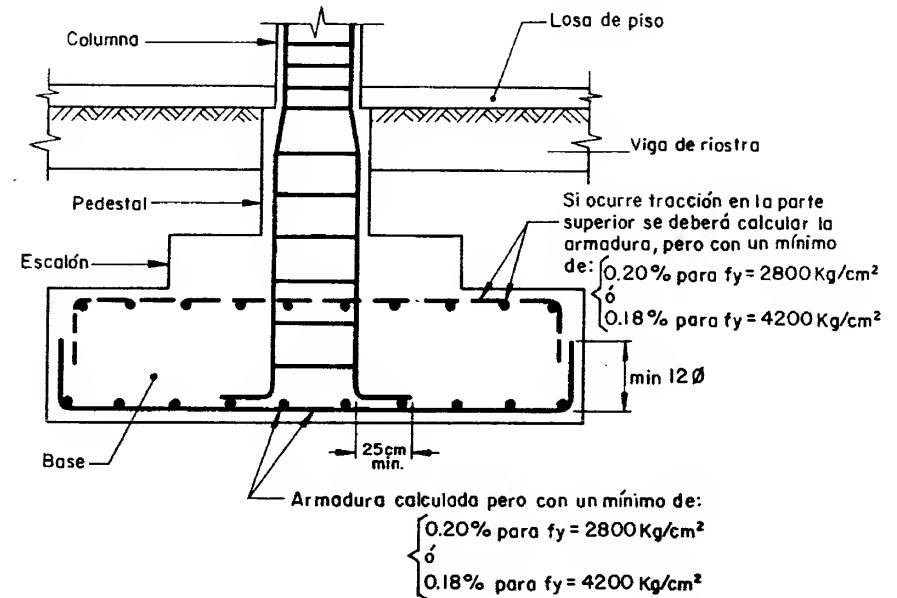


Fig. 13.9



CABEZAL DE UN PILOTE

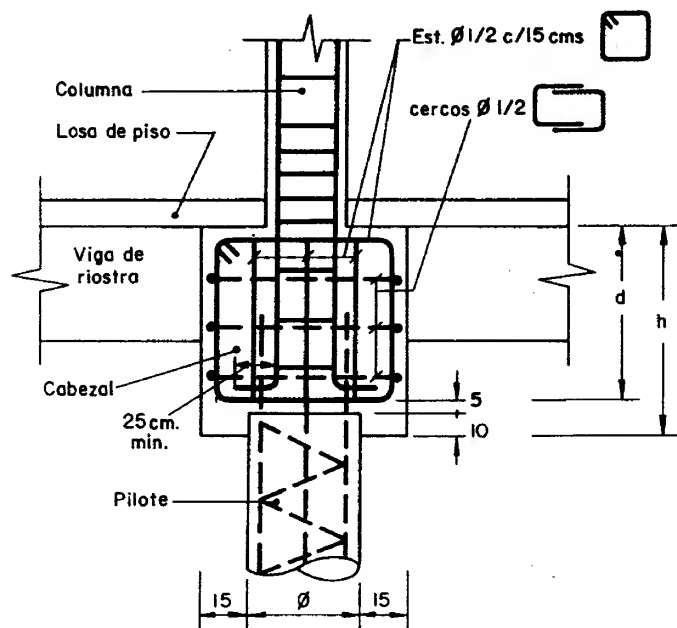
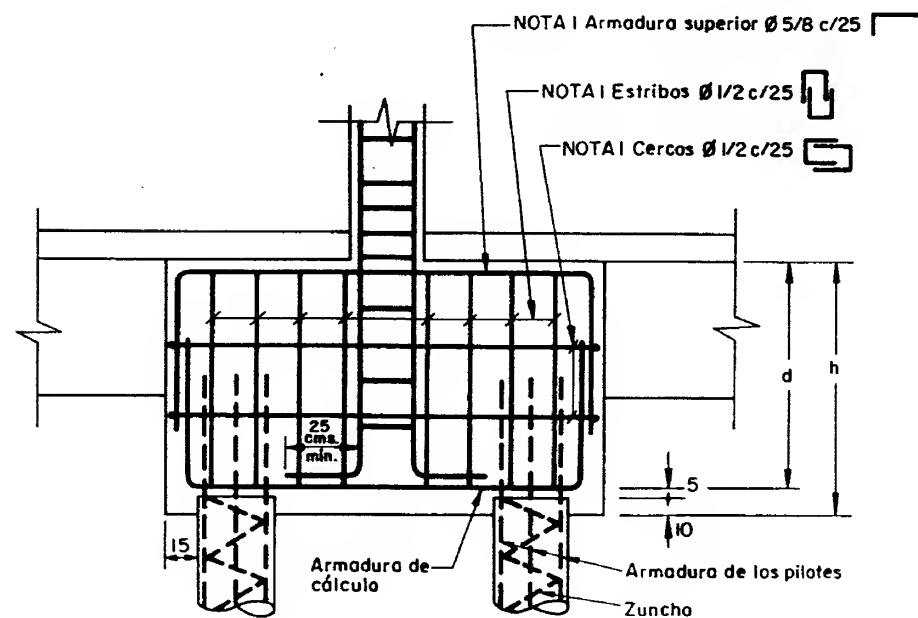


Fig. 13.10



CABEZALES DE DOS PILOTES

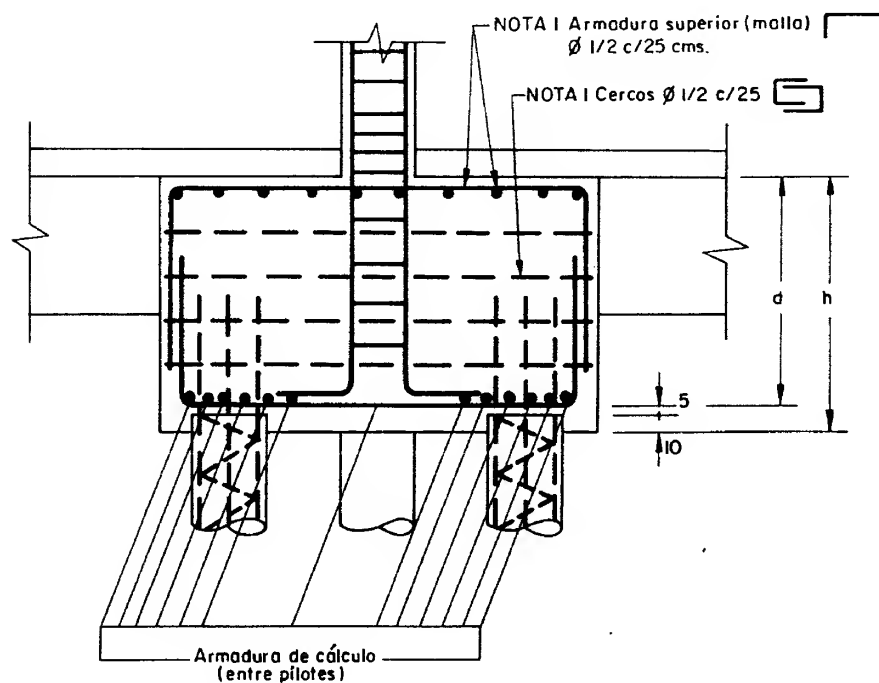


NOTA I. Armaduras que se recomiendan colocar en los cabezales de 2 pilotes

Fig. 13.11



CABEZALES DE TRES PILOTES

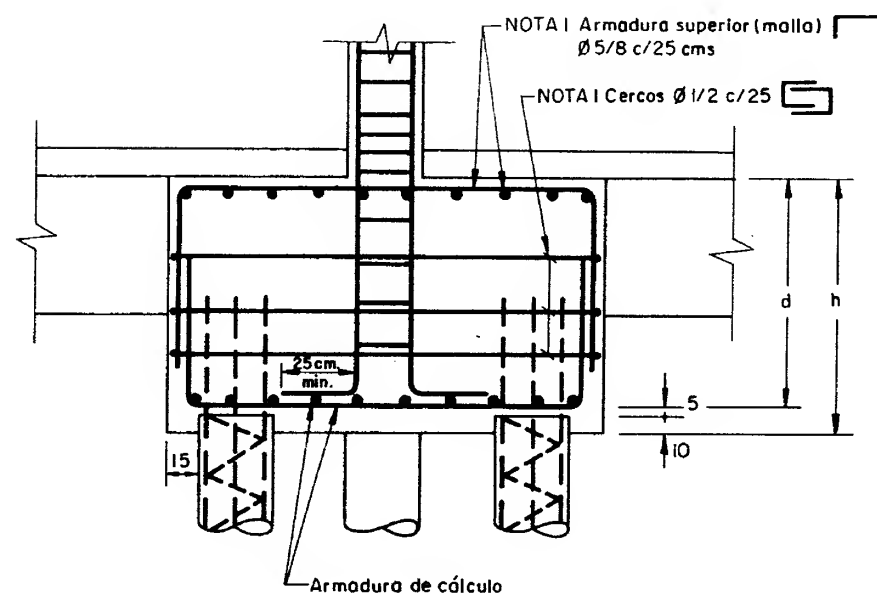


NOTA I: Armaduras que se recomiendan colocar en los cabezales de 3 pilotes

Fig.13.12

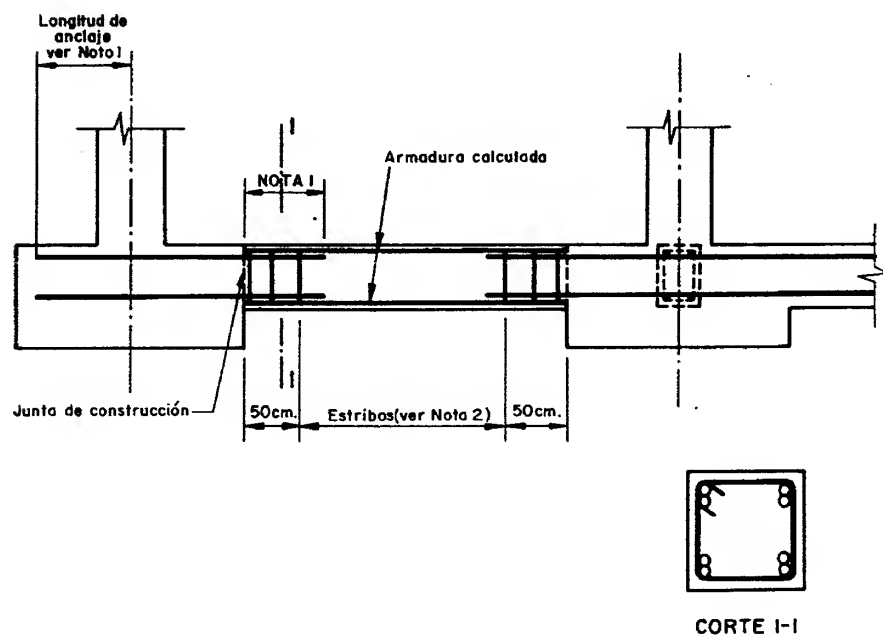


CABEZALES DE CUATRO A 10 PILOTES



NOTA I: Armaduras que se recomiendan colocar en los cabezales de 4 a 10 pilotes

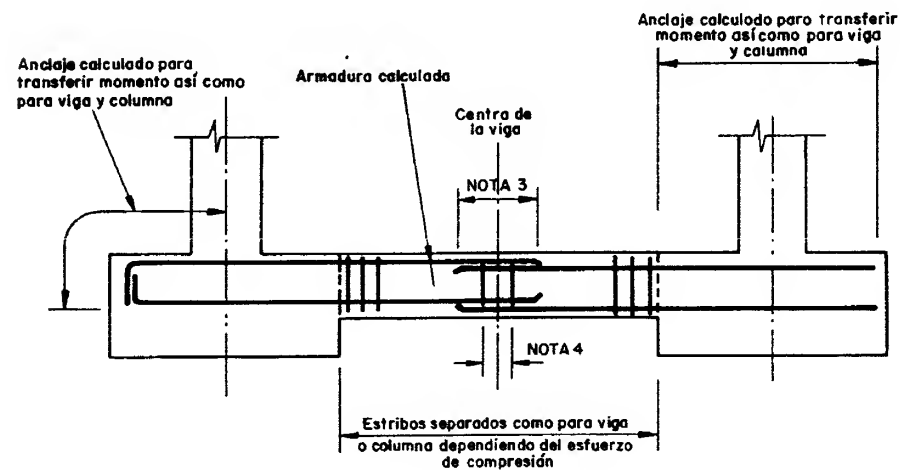
Fig.13.13



VIGAS DE RIOSTRA PARA RESISTIR TRACCION Y COMPRESION

NOTAS: 1.- Longitud de anclaje calculada pero no menor de $30 \varnothing$ 2.- Estritos con separación $\leq \begin{cases} 12 \varnothing \\ 30 \text{ cms.} \end{cases}$

Fig. 13.14



VIGAS DE RIOSTRA PARA RESISTIR MOMENTO Y FUERZA AXIAL

NOTAS: 3.- Longitud de empalme para barras a tracción

4.- Estritos de confinamiento como para vigas

Fig. 13.15

*Guía para el Uso de la Norma
del Viento en el Proyecto
de Edificaciones*





1.	ESTABILIDAD GENERAL (Art. 3.4)		
	VOLCAMIENTO	DESLIZAMIENTO	MONTAJE Y CONSTRUCCION

2.	CLASIFICACION SEGUN SU USO (Art. 4.1)				FACTOR DE IMPORTANCIA EOLICA α (Tabla 4.1)
	GRUPO A	GRUPO B	GRUPO C	MIXTOS	

3.	CLASIFICACION SEGUN SUS CARACTERISTICAS DE RESPUESTA (Art. 4.2)			
	TIPO I	TIPO II	TIPO III	TIPO IV

4.	SELECCION DE LA VELOCIDAD BASICA (Fig. 5.1 y Tabla 5.1)
----	--

5.	CLASIFICACION DE LOS TIPOS DE EXPOSICION (Arts. 5.2 y 5.3)			
	PARA SISTEMAS ESTRUCTURALES RESISTENTES PRINCIPALES Y			
	SISTEMAS DE COMPONENTES Y CERRAMIENTOS			
	TIPO A	TIPO B	TIPO C	TIPO D

6.	METODOS DE ANALISIS (Art. 6.1)	
	PROCEDIMIENTOS ANALITICOS	PROCEDIMIENTOS EXPERIMENTALES

Las secciones, tablas y fórmulas señaladas con () se refieren a la Norma para el Cálculo de la Acción del Viento en Edificaciones. COVENIN-MINDUR.



14.1 ESTABILIDAD GENERAL

LA ESTABILIDAD CONTRA EL VOLCAMIENTO

El momento de volcamiento debido a las acciones por viento no excederá las dos terceras partes del momento estabilizante debido a las acciones permanentes, a menos que la estructura esté anclada adecuadamente para resistir el momento en exceso.

LA ESTABILIDAD CONTRA EL DESLIZAMIENTO

Cuando la fuerza resistente total al deslizamiento sea insuficiente en relación a la acción del viento, se proveerá un anclaje adecuado para resistir la fuerza en exceso. Al evaluar la fuerza resistente total deberán suponerse nulas las acciones variables.

LA ESTABILIDAD DURANTE LAS ETAPAS DE MONTAJE Y CONSTRUCCION

Durante las diversas etapas del montaje y la construcción se proveerán arriostramientos temporales adecuados para resistir las acciones por viento sobre los elementos y los ensamblajes estructurales.



14.2 CLASIFICACION SEGUN SU USO

Factor de Importancia Eólica α

		Zonas Costeras	Otras Zonas
GRUPO A	Hospitales, puestos de emergencia o centros de salud en general. Estaciones de bomberos o de policía e instalaciones militares. Centrales eléctricas y de telecomunicaciones. Estaciones de bombeo y depósitos de agua. Tanques elevados y chimeneas. Redes de distribución de agua, gas, electricidad, etc. Edificaciones gubernamentales o municipales de importancia. Institutos educacionales en general.	1.25	1.15
	Depósitos de materias tóxicas o explosivas y centros que utilicen materiales radioactivos. Edificaciones que contienen objetos de valor excepcional, tales como museos y biblioteca. Monumentos y templos de valor histórico.		
	Edificaciones o estructuras cuyo uso principal implique aglomeración de más de 300 personas con cierta frecuencia, tales como: Auditorios, Cines, Teatros, Estadios, etc.		
GRUPO B	Viviendas unifamiliares y bifamiliares en general. Edificios destinados a viviendas, oficinas, comercios, y actividades similares. Plantas e instalaciones industriales. Almacenes y depósitos en general.	1.10	1.00
	También abarca toda edificación cuyo colapso pueda poner en peligro las de este Grupo o las del Grupo A.		
GRUPO C	Este Grupo comprende las edificaciones no clasificables en los Grupos anteriores, no destinadas a uso como habitación o al uso público, y cuyo colapso no pueda causar daños a las edificaciones de los dos primeros Grupos.	1.00	0.90
USOS MIXTOS	Las edificaciones que contengan áreas de uso que correspondan a Grupos diferentes de acuerdo a la clasificación anterior, se les ubicará en el Grupo más desfavorable.	-	-



14.3 CLASIFICACION SEGUN SUS CARACTERISTICAS DE RESPUESTA

TIPO I	Dentro de este tipo están comprendidas las estructuras poco sensibles a ráfagas y a los efectos dinámicos del viento, incluyéndose las edificaciones cerradas en general, cuyo período natural de vibración no sea mayor de 1 segundo. También están comprendidas en este Tipo las edificaciones destinadas a naves industriales, teatros, auditorios, depósitos, etc., y otras construcciones cerradas similares, siempre que estén techadas con sistemas de cubiertas rígidas capaces de resistir las acciones debidas al viento sin variar sustancialmente su geometría.
TIPO II	Se incluyen dentro de este Tipo las construcciones abiertas, tales como las torres atirantadas y en voladizo para líneas de transmisión o antenas, los tanques elevados, los parapetos y las vallas, que tengan un período natural de vibración menor o igual a 1 segundo.
TIPO III	Pertenecen a este Tipo aquellas estructuras especialmente sensibles a las ráfagas de corta duración, las cuales favorecen la ocurrencia de oscilaciones importantes, comprendiendo las estructuras definidas como Tipo I y II cuya relación de esbeltez sea mayor de 5 o cuyo período natural de vibración sea mayor de 1 segundo.
TIPO IV	Se tipifican en este grupo las estructuras que presentan problemas aerodinámicos especiales. Entre ellas se encuentran las cubiertas colgantes excluidas del Tipo I, formas aerodinámicas inestables, estructuras flexibles con varios períodos de vibración próximos entre sí, etc..



14.4 SELECCION DE LA VELOCIDAD BASICA

VELOCIDAD BASICA DEL VIENTO

LOCALIDAD	V, km/h	LOCALIDAD	V, km/h
ANZOATEGUI		LARA	
Barcelona	85	Barquisimeto	99
APURE		MERIDA	
Guasdalito	87	Mérida	61*
San Fernando	85	MONAGAS	
ARAGUA		Maturín	102
Colonia Tovar	42*	NUEVA ESPARTA	
Maracay	72	Porlamar	66*
BOLIVAR		PORTUGUESA	
Ciudad Bolívar	77	Acarigua	60*
Sta. Elena de Uairén	74	Guanare	67*
Tumeremo	80	SUCRE	
CARABOBO		Cumaná	79
Morón	56*	Guiría	83
Puerto Cabello	58*	TACHIRA	
DISTRITO FEDERAL		Colón	28*
Caracas	78	La Grita	23*
La Orchila	76	San Antonio	83
Maiquería	93	TERRITORIO FEDERAL AMAZONAS	
FALCON		Puerto Ayacucho	83
Coro	75	ZULIA	
GUARICO		La Cañada	103
Carrizal	73	Maracaibo	96
		Mene Grande	81

* Considerar como velocidad básica 70 km/h



14.5 CLASIFICACION SEGUN EL TIPO DE EXPOSICION

TIPO D	TIPO C	TIPO B	TIPO A
Se clasifican en este Tipo las áreas planas del litoral que no tengan obstrucciones y que estén expuestas a vientos soplando sobre grandes masas de agua. Comprenden este Tipo las áreas con las características descritas y ubicadas con relación a la costa a una distancia que sea el mayor valor entre 500 m y 10 veces la altura de la edificación en estudio.	Este Tipo corresponde a terrenos abiertos con obstrucciones dispersas cuya altura no sobrepasa de 10 metros en general, incluyéndose también las planicies, los campos abiertos y las sabanas.	Este Tipo incluye a las áreas urbanas y suburbanas, las áreas boscosas u otros terrenos con obstrucciones numerosas espaciadas cercanamente, que tengan las dimensiones usuales de viviendas unifamiliares o algo mayores. Clasifican en este Tipo las áreas en las cuales se presentan estas características en la dirección desde donde sopla el viento, por lo menos en una distancia que sea el mayor valor entre 500 metros y 10 veces la altura de la edificación en estudio.	Este Tipo corresponde a grandes centros urbanos donde al menos un 50 % de las edificaciones tiene alturas superiores a 20 m. Corresponden a este Tipo aquellas áreas en las cuales prevalecen estas características en la dirección desde donde sopla el viento, por lo menos en una distancia que sea el mayor de los valores entre 800 metros o 10 veces la altura de la edificación en estudio. Se tomarán en cuenta debidamente los posibles efectos de canalización o incrementos en la presión dinámica debido a la ubicación de edificaciones adyacentes.



14.6 METODOS DE ANALISIS

14.6.1 Procedimientos Analíticos

LAS ACCIONES DE DISEÑO POR EFECTOS DEL VIENTO

SISTEMAS	ESTRUCTURAS TIPO I	ESTRUCTURAS TIPO II	ESTRUCTURAS TIPO III	
	CONSTRUCCIONES CERRADAS	CONSTRUCCIONES ABIERTAS	CONSTRUCCIONES CERRADAS	CONSTRUCCIONES ABIERTAS
SISTEMAS ESTRUCTURALES RESISTENTES PRINCIPALES	$p = q G_h C_p$ (4) (6-1a) En el caso de pórticos de un solo piso y estructuras similares se incluirá el efecto de la presión interna, debiendo verificarse adicionalmente la siguiente fórmula: (4) $p = q G_h C_p - (GC_{pi})$ (6-1b)	(5) $p = q_z G_h C_h A_f$ (6-2)	(4) $p = q G_c p$ (6-3)	(5) $F = q_z G_c A_f$ (6-4)
SISTEMAS DE COMPONENTES Y CERRAMIENTOS	Para $h \leq 20$ m : $p = q_h (GC_p) - q_h (GC_{pi})$ (6-5) Para $h > 20$ m : $p = q (GC_p) - q_h (GC_{pi})$ (6) (6-6)	(5) $p = q_z G_h C_h A_f$ (6-7)	(6) $p = q (GC_p) - q_z (GC_{pi})$ (6-8)	(5) $F = q_z G_z C_f A_f$ (6-9)



NOTAS:

1. Para la notación y las unidades de las variables incluídas en esta Tabla véase el Artículo (2.2).
2. Para facilitar el uso de esta Tabla se indican a continuación Tablas y Fórmulas relativas a la obtención de las variables empleadas, en las cuales los signos positivos corresponden a presión y los signos negativos a succión:
 - C_p = Coeficiente dado en la Tabla (6.8)
 - C_f = Coeficiente dado en las Tablas (6.11) a (6.15). En el caso de tirantes para mástiles y torres atirantadas el coeficiente C_f se descompone en C_1 y C_t .
 - G = Véase el Comentario (C-6.2.2).
 - G_h = Factor de respuesta que se calcula mediante la Fórmula (6-12); véase la Tabla (6.5).
 - G_z = Factor de respuesta que se calcula mediante la Fórmula (6-14); véase la Tabla (6.5).
 - GC_p = Coeficiente dado en la Tabla (6.6) para componentes y cerramientos en estructuras Tipo I con altura igual o menor a 20 m y en la Tabla (6.7) para componentes y cerramientos en estructuras Tipo I con altura mayor de 20 m y en estructuras Tipo III. En el caso particular de componentes y cerramientos en estructuras Tipo I con altura comprendida entre 20 m y 30 m pueden utilizarse los valores dados en la Tabla (6.6) siempre y cuando q se tome como q_h y se utilice el Tipo de Exposición C para todos los casos.
 - GC_{pi} = Coeficiente dado en la Tabla (6.9).
3. Los componentes estructurales de gran tamaño, que resisten cargas provenientes de área tributarias mayores de 90 m², pueden diseñarse utilizando los requisitos aplicables a los sistemas estructurales resistentes principales.
En relación al Tipo de Exposición, véase la Sección (5.3.2).
4. La presión dinámica q será evaluada de dos formas diferentes: como q_z a una altura z por encima del terreno para fachadas a barlovento y como q_h a una altura media h del techo por encima del terreno para fachadas a sotavento.
5. En estas fórmulas: A_f es el área proyectada sobre un plano normal a la dirección del viento, excepto cuando C_f se especifique para el área de la superficie.
6. La presión dinámica q será evaluada de dos formas diferentes: como q_z a una altura z por encima del terreno cuando GC_p sea positivo como q_h a una altura media h del techo por encima del terreno cuando GC_p sea negativo.



PRESION DINAMICA

La presión dinámica q_z a la altura z , en kgf/m² será calculada mediante la fórmula siguiente:

$$q_z = 0.00485 K_z \alpha V^2 \quad (6-10)$$

en donde:

$$K_z = 2.58 \left(\frac{4.50}{z_g} \right)^{2/\beta} \quad \text{para } z < 4.50 \text{ m} \quad (6-11a)$$

$$K_z = 2.58 \left(\frac{z}{z_g} \right)^{2/\beta} \quad \text{para } z \geq 4.50 \text{ m} \quad (6-11b)$$

α = factor de importancia eólica. Véase Sección <14.2> de este Manual

V = velocidad básica, km/h. Véase Sección <14.4> de este Manual

z_g y β = dependen del Tipo de Exposición

Tipo de Exposición	Factor β	Altura del Gradiente z_g (m)
A	3.0	460
B	4.5	370
C	7.0	270
D	10.0	200



FACTORES DE RESPUESTA ANTE RAFAGAS

SISTEMA ESTRUCTURALES RESISTENTES PRINCIPALES	Estructuras Tipos I y II	$G_h = 0.65 + 3.65 \delta_h \quad (6-12)$ <p>en donde:</p> $\delta_h = \frac{2.35 \sqrt{\kappa}}{(h/9.0)^{1/\beta}} \quad (6-13)$									
	Tipo III	El valor de \bar{G} se calculará mediante un análisis racional que incorpore las propiedades dinámicas del sistema.									
SISTEMAS DE COMPONENTES Y CERRAMIENTOS	Estructuras Tipo I y Estructuras Cerradas Tipo III	Véase la Sección (6.2.3)									
	Estructuras Tipo II y Estructuras Abiertas Tipo III	$G_z = 0.65 + 3.65 \delta_z \quad (6-14)$ <p>en donde:</p> $\delta_z = \frac{2.35 \sqrt{\kappa}}{(z/9.0)^{1/\beta}} \quad (6-15)$									
	En las Fórmulas indicadas, el coeficiente de arrastre κ sobre una superficie toma los siguientes valores:										
	<table><tr><th>Tipo de Exposición</th><th>Coeficiente κ</th></tr><tr><td>A</td><td>0.025</td></tr><tr><td>B</td><td>0.010</td></tr><tr><td>C</td><td>0.005</td></tr><tr><td>D</td><td>0.003</td></tr></table>		Tipo de Exposición	Coeficiente κ	A	0.025	B	0.010	C	0.005	D
Tipo de Exposición	Coeficiente κ										
A	0.025										
B	0.010										
C	0.005										
D	0.003										

*Guía para la Presentación
de Cálculos y Planos
Estructurales*





15.1 ORDEN NUMERICO DE LOS CALCULOS ESTRUCTURALES

1. Memoria descriptiva
2. Especificaciones generales
3. Cargas sobre losas
4. Análisis y diseño de losas y escaleras
5. Predimensionado de vigas
6. Predimensionado de columnas
7. Cálculo de: Peso del edificio por nivel
Centro de masas por nivel
Fuerzas sísmicas
Desplazabilidad
8. Esquema de los pórticos
9. Planillas de datos para el procesamiento de datos
10. Diseño de vigas
11. Diseño de columnas
12. Diseño de fundaciones: Directas o profundas
13. Diseño de vigas de fundación o de riostra
14. Diseño de estanques, muros, foso de ascensor, pavimentos, etc.
15. Detalles varios.



15.2 ORDEN NUMÉRICO DE LOS PLANOS ESTRUCTURALES

15.2.1 Estructura con Fundaciones Directas, sin Placa del Piso:

- E-1 Plano de los ejes y cargas
- E-2 Planta de las fundaciones y detalles
- E-3 Detalles de muros
- E-4 Detalles del estanque subterráneo, foso ascensor, losa de piso.
- E-5 Tabla de columnas y detalles
- E-6 Planta del envigado de los diferentes pisos
- E-7 Detalles de losas y escaleras
- E-8 Detalles de vigas
- E-9 Detalles de ménsulas, juntas, nodos, etc..

15.2.2 Estructura con Fundaciones Directas y con Placa del Piso:

- E-1 Plano de los ejes y cargas
- E-2 Planta de las fundaciones
- E-3 Detalles de fundaciones
- E-4 Planta del envigado del piso
- E-5 Detalles de losas del piso
- E-6 Detalles de vigas del piso

(sigue como en la Sección 15.2.1 a partir del plano E-3).



15.2.3 Estructura con Fundaciones Indirectas, sin Placa del Piso:

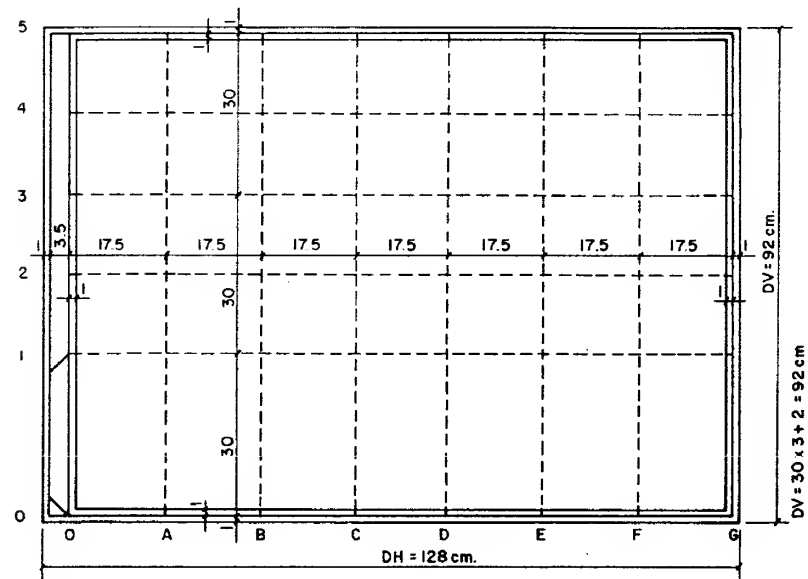
- E-1 Plano de los ejes y cargas
- E-2 Planta de cargas y pilotes
- E-3 Detalles de pilotes
- E-4 Planta de las fundaciones
- E-5 Detalles de cabezales
- E-6 Detalles de vigas de riostra

(sigue como en la Sección 15.2.1 a partir del plano E-3).

15.2.4 Estructura con Fundaciones Indirectas y con Placa del Piso:

- E-1 Plano de los ejes y cargas
- E-2 Planta de cargas y pilotes
- E-3 Detalles de pilotes
- E-4 Planta de envigados del piso
- E-5 Detalles de cabezales
- E-6 Detalles de losas del piso
- E-7 Detalles de vigas del piso

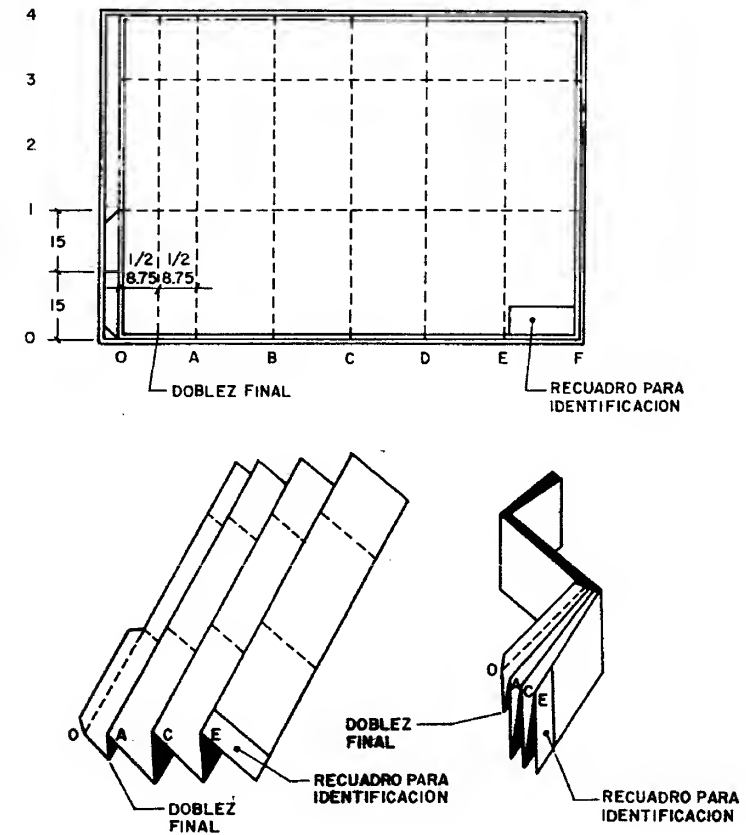
(sigue como en la Sección 15.2.1 a partir del plano E-3).



$DH = 7 \times 17.5 + 3.5 + 2 = 128 \text{ cm.}$

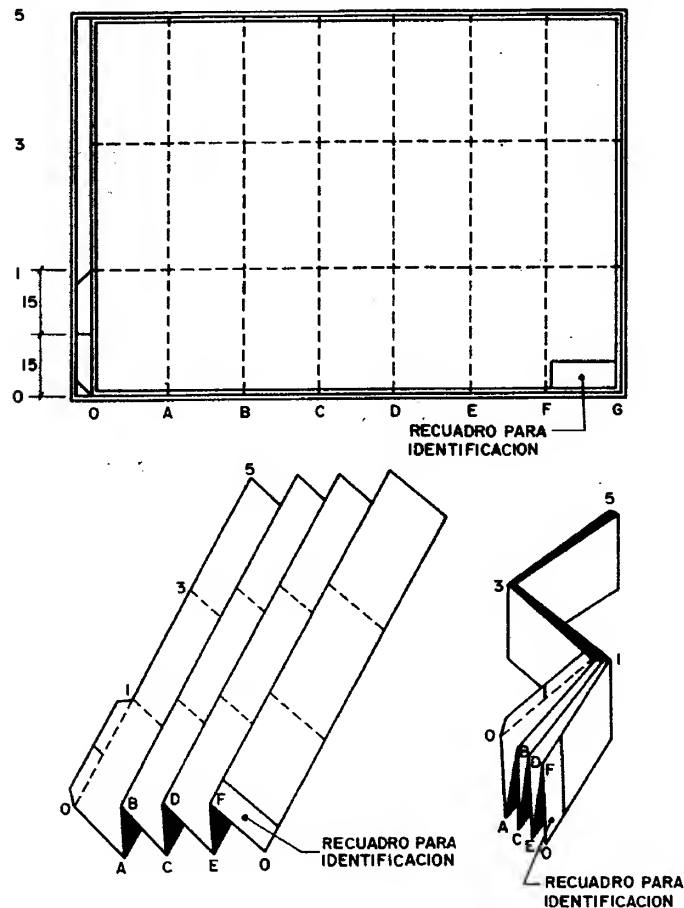
TAMAÑO DE LA LAMINA

Fig. 15.1



PLEGADO DE UNA LAMINA CON NUMERO PAR DE MODULOS HORIZONTALES

Fig. 15.2



PLEGADO DE UNA LAMINA CON NUMERO IMPAR DE MODULOS HORIZONTALES

Fig. 15.3



A fin de lograr una uniformidad en los sistemas empleados para la elaboración de proyectos de estructuras para edificios, se presentan en este Manual una serie de planos en las que se han dibujados todos los elementos estructurales de un edificio dado, basados en las Normas de Estructuras de Concreto Armado, para Edificios, Análisis y Diseño. COVENIN-MINDUR 1753 vigentes.

Estos planos fueron dibujados siguiendo la práctica usual de los Ingenieros Estructurales y serán válidos salvo que el profesional imponga otras indicaciones en determinados casos especiales. Ver Anexo A.5.

LAMINA A.5.1

Planta de Fundaciones Directas

LAMINA A.5.2

Planta de Fundaciones sobre Pilotes

LAMINA A.5.3

Detalle Típico de Fundaciones Directas, Foso Ascensor, Estanque Base de Piso, Viga de Riostra.

LAMINA A.5.4

Detalles de Cabezales

LAMINA A.5.5

Detalles de Columnas

LAMINA A.5.6

Planta de Envigado de Piso

LAMINA A.5.7

Planta de Envigado con Losas Macizas Armada en Una Dirección

LAMINA A.5.8

Planta de Envigado con Losas Macizas Armada en Dos Direcciones



LAMINA A.5.9

Planta de Envigado con Losas Nervadas Armada en Una Dirección

LAMINA A.5.10

Planta de Envigado con Losas Nervadas Armada en Dos Direcciones

LAMINA A.5.11

Planta de Envigado con Losas "Reticular Celulado"

LAMINA A.5.12

Detalles de Losas Macizas y Nervadas Armadas en Una y Dos Direcciones

LAMINA A.5.13

Detalles de Losas de Escaleras

LAMINA A.5.14

Detalles de Nervios de Losas "Reticular Celulado"

LAMINA A.5.15

Detalles de Vigas

LAMINA A.5.16

Detalles de Gradadas

CAPITULO

16

*Diseño de Mezclas
de Concreto*





ASPECTOS GENERALES

A fin de facilitar el diseño de mezclas en obras de mediana o pequeña importancia, se dan a continuación criterios, tablas, flujogramas y ejemplos para una rápida determinación de las proporciones de los componentes de las mezclas dentro de los rangos de resistencia y las características de los agregados más comunes en el país.

CRITERIOS DE SELECCIÓN DE LAS PROPORCIONES

- 1) Un exceso de agregado grueso produce mezclas segregables de difícil trabajabilidad; por el contrario, un exceso de agregado fino exige mayor contenido de pasta de cemento y hasta podrían presentarse problemas de retracción, mayor costo de la mezcla y es más difícil obtener resistencias elevadas.
- 2) Valores corrientemente utilizados de la relación entre la fracción en peso de arena y el peso total del agregado están entre 0.33 y 0.50.
- 3) Agregado Fino:
 - Arena gruesa produce mezclas ásperas con tendencia a segregación.
 - Mientras más fina la arena, más agua, más retracción, menos resistencia.
 - La cantidad de arena debe mantenerse lo más baja posible, pero consona con buena trabajabilidad.
 - Mientras más pequeño el tamaño del agregado grueso más arena se debe usar.
- 4) Agregado Grueso:
 - Mientras mayor es el tamaño del agregado, mayor cantidad de agua se requiere.
 - La dureza y resistencia del agregado grueso influye fuertemente sobre la resistencia del concreto.



- En mezclas con mucho cemento $\approx 500 \text{ k/m}^3$, el tamaño del agregado no debe pasar de $1/2''$; en este caso debe usarse mayor proporción de arena, hasta 65 %.

NOTACION

- A = peso del agregado fino en k/m^3 .
 G = peso del agregado grueso en k/m^3 .
 Ab_A = absorción de agua desde seco (cero humedad) hasta saturado con superficie seca de la arena.
 Ab_G = absorción de agua desde seco hasta saturado con superficie seca del agregado grueso.
 a = cantidad de agua por m^3 de mezcla.
 c = peso de cemento por m^3 de mezcla = dosis de cemento.
 p = porcentaje de aire (en volumen).
 10 p = volumen de aire atrapado en 1 m^3 .
 S = asentamiento.
 α = relación agua/cemento en peso.
 β = relación porcentual en peso entre la fracción de agregado fino y agregado total.
 γ_A = peso específico del agregado fino $\approx 2.65 \text{ k/dm}^3$.
 γ_a = peso específico del agua $= 1 \text{ k/dm}^3$.
 γ_G = peso específico del agregado grueso $\approx 2.65 \text{ k/dm}^3$.



TABLA N° 16.1

CONTENIDO DE CEMENTO EN FUNCION DE LA RESISTENCIA Y EL ASENTAMIENTO

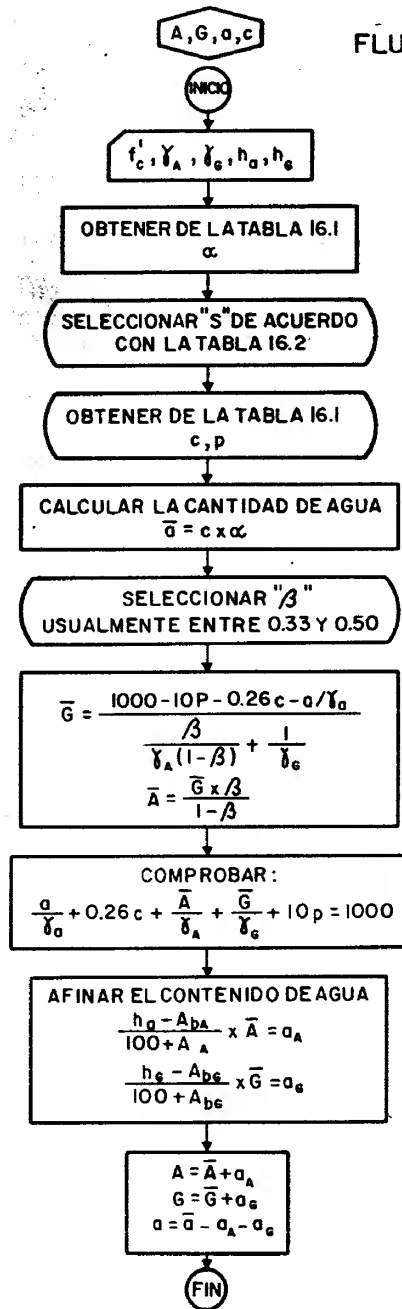
f'_c	200	220	250	275	300	350	380
α	.70	.65	.60	.55	.50	.45	.40
⑤	CONTENIDO DE CEMENTO EN Kg/m^3						
$1\frac{1}{2}''$	230	245	285	315	355	410	480
2"	240	265	295	330	375	430	500
$2\frac{1}{2}''$	250	275	305	345	390	445	520
3"	260	285	315	355	400	460	535
$3\frac{1}{2}''$	265	290	325	360	410	470	545
4"	270	295	330	370	420	480	560
$4\frac{1}{2}''$	275	300	340	375	425	490	570
5"	285	310	345	380	435	500	580
6"	290	320	355	395	450	510	600
p	0.5	1.0				1.5	

TABLA N° 16.2

OBRA	ASENTAMIENTO = S	
	MAX.	MIN.
PEDESTALES, MUROS Y FUNDACIONES	3"	$1\frac{1}{2}''$
LOSAS, VIGAS, COLUMNAS Y MUROS	4"	2"
PAVIMENTOS	3"	2"
SI SE BOMBEEA	6"	3"



FLUJOGRAMA 16.1

DISEÑO DE MEZCLAS

DISEÑAR UN CONCRETO QUE SATISFAGA, A LOS 28 DÍAS, LAS ESPECIFICACIONES DE RESISTENCIA A COMPRESIÓN CORRESPONDIENTE A:

$$f'_c = 250 \text{ K/cm}^2 \quad h_a = 6.6\% \quad A_{ba} = 1.31\%$$

$$\gamma_a = 2.68 \text{ K/dm}^3 \quad h_g = 0.3\% \quad A_{bg} = 0.6\%$$

$$\gamma_g = 2.71 \text{ K/dm}^3$$

SE DESEA CALCULAR LOS PESOS DE LOS AGREGADOS Y EL PESO DEL AGUA DE LA MEZCLA.

A-1) DE LA TABLA CORRESPONDIENTE, PARA

$f'_c = 250$, SE OBTIENE UNA RELACION AGUA/CEMENTO = $\alpha = .60$

A-2) SEGUN EL TIPO DE OBRA, OBTENEMOS EL ASENTAMIENTO EN LA TABLA 16.2 $S = 3"$

A-3) PARA $S = 3"$ Y $f'_c = 250$, SE OBTIENE UN CONTENIDO DE CEMENTO $c = 315 \text{ K}$, (APROXIMADAMENTE 7.5 SACOS), AL CUAL CORRESPONDE UN PORCENTAJE DE AIRE $p = 1.0\%$

A-4) SE CALCULA LA CANTIDAD DE AGUA:
 $\alpha = c \times \alpha = 315 \times .60 = 189 \text{ lts/m}^3$

A-5) SE SELECCIONA β , EN FUNCION DE LA GRANULOMETRIA DE LOS MATERIALES. SE ADOPTARA EN ESTE CASO $\beta = 0.33$



A-6) SE CALCULAN LOS PESOS DEL AGREGADO

GRUESO = \bar{G} Y DEL FINO = \bar{A}

$$\bar{G} = \frac{1000 - 10 \times 0.1 - 0.26 \times 315 - 189/1}{\frac{0.33}{2.68 (1 - 0.33)} + \frac{1}{2.71}} = 1317.15$$

$$\bar{A} = \frac{1317.15 \times 0.33}{1 - 0.33} = 648.75$$

A-7) SE COMPRUEBA :

$$\frac{189}{1} + 0.26 \times 315 + \frac{648.75}{2.68} + \frac{1317.15}{2.71} + 10 \times 0.1 = 1000 \text{ ok.}$$

A-8) SE AFINA EL CONTENIDO DE AGUA :

$$\alpha_A = \frac{6.6 - 1.31}{100 + 1.31} \times 648.75 = 33.88$$

$$\alpha_G = \frac{0.3 - 0.6}{100 + 0.6} \times 1317.15 = - 3.93$$

A-9) SE OBTIENEN LAS CANTIDADES CORREGIDAS
NECESARIAS PARA 1 m^3 DE CONCRETO

$$A = 648.75 + 33.88 = 682.63 \text{ K}$$

$$G = 1317.15 - 3.93 = 1313.22 \text{ K}$$

$$\alpha = 189 - 33.88 + 3.93 = 159.05 \text{ lts.}$$



ANEXO A.1

MEDICIONES DE EDIFICIOS - OBRAS DE ESTRUCTURAS

(Copia de la Norma COVENIN 2000)



A1 OBRAS PRELIMINARES

A1.1 Instalaciones Provisionales

A1.1.1 Instalaciones Provisionales

Extensión del Trabajo

Comprende todas las construcciones provisionales necesarias para la ejecución de la obra, tales como oficinas, incluyendo las de inspección, depósitos de materiales, vestuarios, sanitarios, instalaciones y depósitos de agua, instalación de luz eléctrica, agua, cloacas, etc..

Se incluye en el valor de esa partida la demolición y retiro de las construcciones provisionales del sitio de la obra una vez que ésta haya finalizado.

Norma de Medición: Unidad Suma Global (S.G.)

Los costos de estas instalaciones se considerarán como suma global para los efectos del contrato, aunque se estimarán individualmente para los fines de análisis de costo.

Norma de Construcción Aplicable

"Obras Temporales, 1963"

A1.2 Limpieza del Terreno

Extensión del Trabajo

Comprende todos los trabajos de deforestaciones, demoliciones y remociones que sean necesarias llevar a cabo para dejar el terreno en condiciones de iniciar la construcción de las terrazas para la ubicación de los edificios y los exteriores.

A1.2.1 Deforestaciones

Extensión del Trabajo

Esta partida comprende el deshierbo, tala y desraizamiento del terreno asignado para la construcción de la obra, así como la quema y el bote de los desperdicios.



Norma de Medición: Unidad el m^2

Se computarán las áreas netas deforestadas, en proyección horizontal.

Norma de Construcción Aplicable

"Especificaciones Generales, 1978". En su parte A.2.

A1.2.2 Demoliciones

Extensión del Trabajo

Comprende la demolición de aquellas construcciones que se encuentran en el área del terreno destinado a la construcción de la obra, o de elementos aislados, tales como: cimientos, columnas, techos, muros de sostenimiento, paredes, pavimentos, estanques, etc..

En el precio unitario quedará incluida la carga y el bote de los escombros.

Norma de Medición: Unidad el m^3 para edificios y, para los elementos aislados la unidad será la correspondiente a la de su construcción (m^3 , m^2 , m o la pieza).

1) En edificios se determinará el volumen a demoler multiplicando las áreas cubiertas por las diferentes alturas. La altura de las diferentes partes de los edificios se medirá desde la cota del piso acabado hasta el promedio entre las cotas máximas y mínimas de la cubierta.

Las áreas cubiertas se medirán así:

a) Para las construcciones aisladas se medirá el área limitada por los paramentos exteriores de los muros perimetrales de la construcción. Esto comprende el área cubierta en proyección horizontal de las diferentes dependencias, cuartos, balcones, etc.. No se medirán las áreas de patios, los estanques, cornisas, parapetos y balcones abiertos cuyo costo de demolición quedará incluido en el de las áreas cubiertas.



b) Para las construcciones medianeras, el área cubierta estará limitada por el eje de las paredes colindantes.

2) Los elementos aislados se medirán en la forma indicada para el cómputo de su construcción.

Norma de Construcción Aplicable

"Especificaciones Generales, 1978". En su parte A.2.2.

A1.2.3 Remociones

Extensión del Trabajo

Comprende la remoción de aquellos elementos que deben ser desarmados y desmontados sin dañarlos, tales como: monumentos, techos metálicos, estructuras metálicas o de madera (columnas, vigas, correas, parecillos), estanques metálicos elevados, artefactos sanitarios, etc..

Norma de Medición: Unidad el m^2 , el m o la pieza.

Se medirá en la forma indicada para el cómputo de su construcción.

Norma de Construcción Aplicable

"Especificaciones Generales, 1978". En su parte A.2.3.

A2. CONSTRUCCION DE TERRAZAS

Extensión del Trabajo

Comprende el replanteo que se requiera, herramientas, materiales, equipos y mano de obra necesarios para la ejecución de las excavaciones, compactaciones, carga y transportes para llevar el terreno a las cotas señaladas para la ubicación de los edificios y sus exteriores.

A2.1 Excavaciones



A2.1.1 Excavaciones para Banqueo

Extensión del Trabajo

Comprende el corte necesario para ajustar el terreno a las rasantes señaladas.

En el precio unitario queda incluida la conformación de la rasante. Se computará como tierra la capa vegetal.

No incluye la carga y transporte hasta una distancia de 500 m contado a partir del sitio de carga.

En ningún caso se tomará en cuenta el volumen de esponjamiento.

Norma de Medición: Unidad el m^3

El volumen de esta partida se determinará por el método de las áreas medias o el de los prismoides en cuadrículas, usando el método analítico o el gráfico para determinar el volumen de las secciones del material en sitio, antes de excavar.

Norma de Construcción Aplicable

"Especificaciones Generales, 1978". En su parte B.1.

A2.1.2 Excavación en Préstamo

Extensión del Trabajo

Comprende el corte de tierra requerido para obtener el material necesario de relleno que se necesite para llevar el terreno a las rasantes señaladas.

En el precio unitario quedará incluido lo siguiente:

- a) Derecho de saque.



- b) Preparación del sitio del préstamo, incluyendo deforestación, remoción y bote de la capa vegetal no apta para rellenos.

- c) Excavación del material.

- d) Acondicionamiento final del área de préstamo para dejarlo en condiciones apropiadas.

No incluye la carga y transporte hasta una distancia de 500 m contado a partir del sitio de carga.

En ningún caso de tomará en cuenta el volumen de esponjamiento.

Norma de Medición: Unidad el m^3

El volumen de excavación en préstamo será igual a la diferencia entre el volumen de compactación total y el volumen del material compactado, procedente de la excavación en el sitio de la obra.

Norma de Construcción Aplicable

"Especificaciones Generales, 1978". En su parte B.1.

A2.2 Compactaciones

A2.2.1 Compactaciones

Extensión del Trabajo

Comprende el replanteo que se requiera y todos los rellenos debidamente compactados requeridos para llevar el terreno a las rasantes señaladas para la ubicación del edificio y sus exteriores.

En el precio unitario se incluye el esparcimiento de la tierra, agua para la compactación, eliminación y bote sin costo adicional del material no apto para la compactación, la compactación propiamente dicha y la conformación de rasante.



Norma de Medición: Unidad el m^3

El volumen de esta partida se determinará por el método de las áreas medias o el de los prismoides en cuadrículas, usando el método analítico o el gráfico para determinar el volumen de las secciones del material compactado colocado en sitio.

Norma de Construcción Aplicable

"Especificaciones Generales, 1978". En su parte B.2.

A 2.3 Carga y Transporte

A 2.3.1 Carga

A 2.3.2 Transporte

Extensión del Trabajo

Comprende la carga, que se computará en partida aparte, y el transporte necesario del material proveniente de las excavaciones y/o de préstamo contado a partir del sitio de carga.

Para el caso de transporte de material excedente se incluirá en el precio unitario el acondicionamiento del sitio de bote.

En ningún caso se tomará en cuenta el volumen de esponjamiento.

Norma de Medición: Unidad el m^3 para la carga y el m^3 km para el transporte.

1) Los volúmenes obtenidos en la forma indicada más adelante, se multiplicarán por la distancia del acarreo expresada en kilómetros y con una aproximación al décimo de kilómetro más próximo.



Para el transporte de excavación en préstamo, el volumen será igual a la diferencia entre el de la compactación total y el de la excavación utilizable, obtenido en el sitio de la obra.

2) Para el transporte de material de excavación en obra el volumen se obtendrá de la manera siguiente:

a) Cuando existe material de desecho proveniente de la excavación en obra, el volumen de material a transportar será igual a la diferencia entre la excavación en obra total menos la excavación en obra utilizable.

b) Cuando la excavación en obra utilizable, sea mayor que el volumen compactado, se pagará la diferencia entre estas dos cantidades.

Norma de Construcción Aplicable

"Especificaciones Generales, 1978". En su parte B.3.

A3. ESTRUCTURAS

Extensión del Trabajo

Comprende todas las obras de concreto, metálicas y de madera necesarias para servir de sustentación a los edificios.

Este capítulo ha sido dividido en los siguientes grupos:

A3.1 Infraestructura

A3.2 Superestructura de concreto

A3.3 Superestructuras metálicas

A3.4 Superestructura de madera

A3.1 Infraestructura

Extensión del Trabajo

Comprende todas las obras de fundaciones que sirven de asiento a las superestructuras



En el precio unitario de las partidas se incluyen el replanteo que se requiera, materiales, herramientas, equipos y mano de obra necesarios para la total y completa ejecución de ellas.

La infraestructura ha sido dividida en los subgrupos siguientes:

- A3.1.1 Excavaciones, Compactación, Carga y Transporte, Entibado y Tablestacado.
- A3.1.2 Rellenos de concreto
- A3.1.3 Pilotes
- A3.1.4 Cabezales de pilotes
- A3.1.5 Bases, escalones y pedestales
- A3.1.6 Vigas y losas de fundación. Vigas de riostra y tirantes
- A3.1.7 Muros, paredes y pantallas
- A3.1.8 Base de pavimento. Brocales y graderías
- A3.1.9 Armadura de refuerzo (infraestructura)

- A3.1.1 Excavaciones, Compactación, Carga y Transporte. Entibado y Tablestacado.

Excavaciones

Extensión del Trabajo

Comprende el corte necesario para ajustar el terreno a las rasantes señaladas para dar cabida a los diferentes elementos estructurales de fundaciones y tuberías.

En el precio unitario quedará incluida la conformación de la rasante. Además incluye el achicamiento en aquellos casos en que fuese requerido.

No incluye la carga y bote hasta una distancia de 500 m contado a partir del sitio de carga.



En ningún caso se tomará en cuenta el volumen de esponjamiento.

Norma de Medición: Unidad el m^3

Para fundaciones de columnas el volumen de excavación será igual al área de la base por la altura comprendida entre la cota promedio del terreno y la cota de asiento de cada cimiento. Para fundaciones de paredes y brocales el área de excavación será igual, al producto del ancho máximo del cimiento por la longitud tomada de eje a eje, salvo para fundaciones de paredes y brocales aislados en cuyo caso se tomará la longitud efectiva. El volumen de excavación se obtendrá multiplicando el área así determinada por la altura comprendida entre la cota promedio del terreno y la cota de asiento del cimiento.

Para vigas de riostra, tirantes, etc., el volumen será igual al ancho del elemento multiplicado por su longitud tomada de eje a eje de columnas y por la altura comprendida entre la cota promedio del terreno y la cota inferior del elemento de que se trate.

Para excavaciones en zanjas el volumen se determinará multiplicando la sección transversal por la longitud. La sección transversal será la indicada en los cuadros de "Anchos máximos para zanjas sin entibado" y "Anchos máximos para zanjas con entibado".

Norma de Construcción Aplicable

"Especificaciones Generales, 1978". En su parte B.1.

Compactación

Extensión del Trabajo

Comprende todos los rellenos debidamente compactados para llevar el terreno a las rasantes señaladas.



En el precio unitario se incluye el esparcimiento de la tierra, agua para la compactación, eliminación y bote sin costo adicional del material no apto para la compactación, la compactación propiamente dicha y la conformación de rasantes.

Norma de Medición: Unidad el m^3

El volumen de compactación en fundaciones será igual al volumen de excavación menos el volumen de concreto que ocupe el cimiento calculado hasta la cota de terreno. El volumen de compactación en el interior del edificio se calculará multiplicando las áreas comprendidas entre los cimientos de paredes o vigas de riostra por la altura entre la cota promedio del terreno y la cota de asiento de la base de pavimento.

La compactación de zanjas para tuberías, será igual al de la excavación menos al volumen ocupado por el elemento de que se trate.

Norma de Construcción Aplicable

"Especificaciones Generales, 1978". En su parte B.2.

Carga y Transporte

Extensión del Trabajo

Comprende la carga que se computará en partida aparte, y el transporte necesario del material proveniente de las excavaciones para fundaciones, zanjas interiores, etc., o de préstamo, contado a partir del sitio de carga.

Para el caso de transporte de material excedente se incluirá en el precio unitario el acondicionamiento del sitio de bote.

En ningún caso se tomará en cuenta el volumen de esponjamiento.

Norma de Medición: Unidad el m^3 para la carga y el m^3 km para el transporte.



1) Los volúmenes obtenidos en la forma indicada más adelante, se multiplicarán por la distancia del acarreo expresada en kilómetros y con una aproximación al décimo de kilómetro más próximo.

Para el transporte de excavación en préstamo, el volumen será igual a la diferencia entre el de la compactación total y el de la excavación utilizable, obtenido en el sitio de la obra.

2) Para el transporte de material de excavación en obra el volumen se obtendrá de la manera siguiente:

a) Cuando existe material de desecho proveniente de la excavación en obra el volumen de material a transportar será igual a la diferencia entre la excavación en obra total menos la excavación en obra utilizable.

b) Cuando la excavación en obra utilizable, sea mayor que el volumen compactado, se pagará la diferencia entre estas dos cantidades.

Norma de Construcción Aplicable

"Especificaciones Generales, 1978". En su parte B.3.

Entibado y Tablestacado

Extensión del Trabajo

Comprende la construcción y retiro de los entibados y/o tablestacados.

Debe presentar suficiente seguridad y protección para la ejecución de las excavaciones.

El Ingeniero Inspector de la obra determinará y ordenará el entibado y/o tablestacado en los sitios en los cuales él considere necesario su uso.



Norma de Medición: Unidad el m^2

Se computarán las áreas netas protegidas, tomando las medidas en el sitio de su construcción. Se entenderá por área neta protegida el producto de la altura mínima necesaria del entibado y/o tablestacados por su longitud.

Norma de Construcción Aplicable

"Especificaciones Generales, 1978". En su parte B.4.

A3.1.2 Rellenos de Concreto

Norma de Medición: Unidad el m^3

Se fijará su volumen de acuerdo a lo señalado por los planos y lo aprobado por el Ingeniero Inspector.

Norma de Construcción Aplicable

"Especificaciones Generales, 1978". En su parte C.2.

A3.1.3 Pilotes

Extensión del Trabajo

Comprende la ejecución de pilotes de concreto o de cualquier otro material.

En el precio unitario se incluye la excavación, hínca, concreto, armadura de refuerzo, bote de tierra y cualquier otra operación necesaria para la completa ejecución del pilotaje.

El costo del enrase de los pilotes se computará en 3.1.4.

Norma de Medición: Unidad el m

La longitud de los pilotes se medirá desde su cota de fondo hasta la cota inferior de los cabezales indicada en el proyecto.



Norma de Construcción Aplicable

"Normas para la Ejecución de Fundaciones de Edificios, 1966". Capítulo 2.

A3.1.4 Cabezales de Pilotes

Extensión del Trabajo

El costo de enrase de los pilotes se incluirá en estas partidas. La armadura de refuerzo se computará en 3.1.9.

Norma de Medición: Unidad el m^3

Se computará su volumen de acuerdo con las secciones señaladas en los planos multiplicadas por la altura.

No se descontará el volumen de la parte de los pilotes que penetran en ellas.

Norma de Construcción Aplicable

"Obras de Concreto Armado, 1971".

A3.1.5 Bases, Escalones y Pedestales

Extensión del Trabajo

El acero de refuerzo se computará en 3.1.9.

Norma de Medición: Unidad el m^3

Se computará su volumen de acuerdo a las secciones señaladas en los planos multiplicadas por la altura.

Para elementos que se crucen, se computará la intersección una sola vez.

En los pedestales, la altura estará determinada por la cota superior de la base o escalón de la fundación y la cota superior de la base de pavimento o inferior de la viga de riostra.



Norma de Construcción Aplicable
"Obras de Concreto Armado, 1971".

A3.1.6 Vigas y Losas de Fundación. Vigas de Riostra y Tirantes

Vigas de Fundación

Extensión del Trabajo

La armadura de refuerzo se computará en 3.1.9.

Norma de Medición: Unidad el m^3

El volumen de las vigas será igual al producto de la sección transversal por la longitud señalada en los planos. Para las vigas que se crucen, se computará la intersección una sola vez.

La sección de la viga será la indicada en los planos.

Si sobre la viga existe una losa, se tomará como viga, la sección que queda al descontar la losa. Si se apoyan losas de diferente espesor sobre la viga, la sección de ésta será la que resulte después de quitar la losa de menor espesor.

Norma de Construcción Aplicable
"Obras de Concreto Armado, 1971".

Losas de Fundación

Extensión del Trabajo

La armadura de refuerzo se computará en 3.1.9.

Norma de Medición: Unidad el m^3

Su volumen será igual al producto del área por la altura.

El área se determinará en la forma siguiente:



Se medirá el área de losas sin descontar las áreas correspondientes a vigas.

Cuando sobre una misma viga se apoyan a cada lado losas de diverso espesor, se admitirá que pasa sobre ella, o penetra en ella, la de menor espesor y el borde de la otra losa se tomará en el paramento de contacto entre dicha losa y la viga. Quedan incluidos los macizos, nervios de bordes, nervios reforzados, vigas planas, etc..

Norma de Construcción Aplicable
"Obras de Concreto Armado, 1971".

Vigas de Riostra y Tirantes

Extensión del Trabajo

La armadura de refuerzo se computará en A3.1.9.

Norma de Medición: Unidad el m^3

Su volumen será igual al producto del área de la sección transversal por la longitud señalada en los planos. Para elementos que se crucen, se computará la intersección una sola vez.

Norma de Construcción Aplicable
"Obras de Concreto Armado, 1971".

A3.1.7 Muros, Paredes y Pantallas

Extensión del Trabajo

La armadura de refuerzo se computará en 3.1.9.

Se computará como paredes los aticos, barandas y antepechos.

Norma de Medición: Unidad el m^3

Su volumen será igual al producto del área de la sección transversal por la longitud señalada en los planos. Para elementos que se crucen, se computará la intersección una sola vez.



Se considerará su volumen neto; se deducirán los volúmenes de columnas cuando éstas sobresalgan de los muros, vigas, vanos, etc..

No se deducirán aberturas menores de 0.5 m².

Norma de Construcción Aplicable
"Obras de Concreto Armado, 1971".

A3.1.8 Base de Pavimento, Brocales y Graderías

Base de Pavimento

Extensión del Trabajo

La armadura de refuerzo se computará en 3.1.9.

Norma de Medición: Unidad el m³

El volumen será igual al área por la altura.

El área estará determinada por las caras interiores de las vigas de riostra, fundaciones de paredes y brocales, salvo aquellos casos en que se indique que la base de pavimento pase por encima de estos elementos. Para estos casos el área será igual a la comprendida entre las caras exteriores que limitan la construcción sin deducir las áreas correspondientes a las columnas.

Norma de Construcción Aplicable
"Obras de Concreto Armado, 1971".

Brocales y Graderías

Extensión del Trabajo

La armadura de refuerzo se computará en 3.1.9.

Norma de Medición: Unidad el m³

Su volumen será igual al producto del área de la sección transversal por la longitud señalada en los planos. Para elementos que se crucen, se computará la intersección una sola vez.



Norma de Construcción Aplicable

"Obras de Concreto Armado, 1971".

A3.1.9 Armadura de Refuerzo (Infraestructura)

Extensión del Trabajo

Comprende todo el acero de refuerzo indicado en los planos para cada uno de los elementos de concreto armado:

Barras

Hilos y Cables

Mallas Prefabricadas

En el precio unitario de estas partidas se incluyen: suministro, corte, doblado y colocación; alambres, desperdicios, solapas de empalme no indicadas en los planos, soldaduras, manguitos, fijadores, espaciadores, grapas, apoyos, anclajes especiales, camisas y cualquier otro elemento necesario de acuerdo con la buena práctica en la construcción.

Barras

Norma de Medición: Unidad el kg

Se computarán los kilogramos netos de refuerzo estructural sin incluir porcentaje por concepto de desperdicios ni solapas de empalme y sin tomar en cuenta el peso correspondiente a fijadores, grapas, apoyos, etc..

Norma de Construcción Aplicable

"Obras de Concreto Armado, 1971" y "Concreto Precomprimido, 1963".

Hilos y Cables

Norma de Medición: Unidad el kg

Se computarán los kilogramos netos de hilos y/o cables sin incluir porcentaje por concepto de desperdicios y sin tomar en cuenta el peso correspondiente a camisas, anclajes especiales, fijadores, etc..



Norma de Construcción Aplicable

"Concreto Precomprimido, 1963"

Mallas Prefabricadas

Norma de Medición: Unidad el m^2

Se computará el área cubierta por la malla, sin tomar en cuenta solapas de empalme ni porcentaje por concepto de desperdicios.

Norma de Construcción Aplicable

"Especificaciones Generales, 1978". En su parte C.

A3.2 Superestructura de Concreto

Extensión del Trabajo

Comprende todas aquellas partes de la obra señaladas en los planos o en las especificaciones como obras de concreto, tales como columnas, vigas, losas, escaleras, etc., no contempladas en 3.1 Infraestructura".

Se computará por separado la armadura de refuerzo, en A3.2.6.

En el precio unitario de las partidas se incluye el replanteo que se requiera, materiales, herramientas, equipo y mano de obra necesario para la total y completa ejecución de ellas.

Las pestañas y salientes de vigas y losas, se incluirán en "A3.2.2 Vigas de Carga" y en "A3.2.3 Losas".



La superestructura de concreto ha sido dividida en los subgrupos siguientes:

A3.2.1 Columnas

A3.2.2 Vigas de cargas (incluye pestañas y salientes)

A3.2.3 Losas (macizas, nervadas, reticulares, hongadas, de tablonés, etc.). Incluye pestañas y salientes.

A3.2.4 Cubiertas laminares y estructuras similares

A3.2.5 Escaleras

A3.2.6 Armadura de refuerzo (superestructura)

A3.2.1 Columnas (Ver dibujo en hoja anexa)

Norma de Medición: Unidad el m^3

Su volumen será igual al producto del área de su sección transversal por la altura.

La altura de las columnas se determinará en la siguiente forma:

1) En edificios con techos de estructuras metálicas o de madera, la altura será la distancia entre la cota inferior del piso acabado y la cota inferior de la viga de asiento del techo cuando es de un solo piso. Si el edificio tiene varios pisos, la altura será igual a la distancia entre la cota superior de la losa y la cota inferior de la viga de asiento del techo.

2) En edificios de uno o varios pisos con losas de concreto, la altura en planta baja será igual a la distancia entre la cota inferior del piso acabado y la cota inferior de la viga más baja; en los pisos superiores,



la altura será igual a la distancia entre la cota superior de la losa y la cota inferior de la viga más baja del techo. En losas hongadas la altura estará delimitada por la cota inferior del capitel.

3) Para columnas que no tengan la altura de un piso como las que van del apoyo al dintel, etc., se tomará como altura la distancia entre la cota inferior del piso acabado y la cota inferior del dintel, etc..

Las columnas que sobresalgan de los muros se medirán, las que no sobresalgan quedan incluidas en la medición de los muros.

Norma de Construcción Aplicable

"Obras de Concreto Armado, 1971".

A3.2.2 Vigas de Carga (Incluye Pestañas y Salientes). Ver dibujo en hoja anexa.

Extensión del Trabajo

En el precio unitario de estas partidas quedarán incluidos los salientes de vigas y pestañas.

Norma de Medición: Unidad el m^3

El volumen de las vigas será igual al producto de la sección transversal por la longitud señalada en los planos. Para las vigas que se crucen, se computará la intersección una sola vez.

La sección de la viga será la indicada en los planos.

Si sobre la viga existe una losa, se tomará como viga la sección que queda al descontar la losa. Si se apoyan losas de diferente espesor sobre la viga, la sección de ésta será la que resulte después de quitar la losa de menor espesor.

Norma de Construcción Aplicable

"Obras de Concreto Armado, 1971".



A3.2.3 Losas (Macizas, nervadas, reticulares, hongadas, de tablonés, etc.). Incluye pestañas y salientes.

Extensión del Trabajo

Quedan incluidos los salientes y pestañas de placas, macizos, nervios de bordes, nervios reforzados, vigas planas, etc.. En las losas hongadas se incluyen los capiteles de columnas y en las losas de tablonés, la malla y la capa de concreto de 3 cm.

Norma de Medición: Unidad el m^2

El área neta se determinará en la forma siguiente:

Se medirá el área de losas sin descontar las áreas correspondientes a vigas, ni las de vacíos menores de $0.50 m^2$.

Cuando sobre una misma viga se apoyan a cada lado losas de diverso espesor, se admitirá que pasa sobre ella, o penetra en ella la de menor espesor y el borde de la otra losa se tomará en el paramento de contacto entre dicha losa y la viga.

Para las losas inclinadas, quebradas, etc., se tomará su área en proyección horizontal.

Norma de Construcción Aplicable

"Obras de Concreto Armado, 1971".

A3.2.4 Cubiertas Laminas y Estructuras Similares

Extensión del Trabajo

Quedan incluidos los macizos, nervios de bordes, nervios reforzados, vigas planas, etc.

Norma de Medición: Unidad el m^2

Se medirán las áreas en proyección horizontal sin descontar las áreas correspondientes a vigas, ni las de vacíos menores de $0.50 m^2$.



Cuando sobre una misma viga se apoyan a cada lado losas de diverso espesor, se admitirá que pasa sobre ella, o penetra en ella, la de menor espesor y el borde de la otra losa se tomará en el paramento de contacto entre dicha losa y la viga.

Norma de Construcción Aplicable

"Obras de Concreto Armado, 1971".

A3.2.5 Escaleras

Norma de Medición: Unidad el m^3

Se computará el volumen efectivo total de vigas, losas, escalones, etc., de acuerdo con los planos.

Norma de Construcción Aplicable

"Obras de Concreto Armado, 1971".

A3.2.6 Armadura de Refuerzo (Superestructura)

Extensión del Trabajo

Comprende toda la armadura de refuerzo indicada en los planos para cada una de las partidas de concreto armado de la superestructura:

Barras

Hilos y Cables

Mallas Prefabricadas

En los precios unitarios de estas partidas se incluye:

Suministro, corte, doblado, colocación de alambres, desperdicios, solapas de empalme no indicadas en los planos, soldaduras, manguitos, fijadores, espaciadores, grapas, apoyos, anclajes especiales, camisas y cualquier otro elemento necesario de acuerdo con la buena práctica en la construcción.



Barras

Norma de Medición: Unidad el kg

Se computarán los kilogramos netos de refuerzo estructural sin incluir porcentaje por concepto de desperdicios ni solapas de empalme y sin tomar en cuenta el peso correspondiente a fijadores, grapas, apoyos, etc..

Norma de Construcción Aplicable

"Obras de Concreto Armado, 1971" y "Concreto Precomprimido, 1963".

Hilos y Cables

Norma de Medición: Unidad el kg

Se computarán los kilogramos netos de hilos y/o cables sin incluir porcentaje por concepto de desperdicios y sin tomar en cuenta el peso correspondiente a camisas, anclajes especiales, fijadores, etc..

Norma de Construcción Aplicable

"Concreto Precomprimido, 1963".

Mallas Prefabricadas

Norma de Medición: Unidad el m^2

Se computará el área cubierta por la malla, sin tomar en cuenta solapas de empalme ni porcentaje por concepto de desperdicios.

Norma de Construcción Aplicable

"Especificaciones Generales, 1978". En su parte C.

A3.3 Superestructuras Metálicas

Extensión del Trabajo

Comprende el suministro de materiales y todos los trabajos necesarios para la construcción y erección de las estructuras metálicas, incluyendo todos



los anclajes, correas, parecillos, ganchos, tornillos, pernos, tuercas, cartelas, soldaduras, etc., necesarios para la instalación. En el costo del precio unitario se incluye una mano de pintura anticorrosiva.

Los estanques se computarán aparte.

A3.3.1 Columnas Metálicas

Norma de Medición: Unidad el kg

Se computarán los kg de columnas multiplicando la longitud efectiva, de acuerdo con los planos, por el peso por m.

Norma de Construcción Aplicable

"Especificaciones Generales, 1978". En su parte J.

A3.3.2 Vigas Metálicas

Norma de Medición: Unidad el kg

Se computarán los kg de vigas multiplicando la longitud efectiva, de acuerdo con los planos, por el peso por m.

Norma de Construcción Aplicable

"Especificaciones Generales, 1978". En su parte J.

A3.3.3 Estructuras Metálicas de Techos y Entrepisos

Norma de Medición: Unidad el kg

Se computarán los kg de techos y entrepisos sumando los productos de las longitudes efectivas de cada pieza, de acuerdo con los planos, por su correspondiente peso por m.

Norma de Construcción Aplicable

"Especificaciones Generales, 1978". En su parte J.



A3.3.4 Escaleras Metálicas

Norma de Medición: Unidad el kg

Se entiende la escalera completamente terminada incluyendo barandas, pasamanos, escalones, pintura, etc..

Se computarán los kg de escalera sumando los productos de las longitudes efectivas de cada pieza, de acuerdo con los planos, por su correspondiente peso por m.

Norma de Construcción Aplicable

"Especificaciones Generales, 1978". En su parte J.

A3.4 Superestructura de Madera

Extensión del Trabajo

Comprende los trabajos de carpintería estructural.

En el precio unitario de cada una de estas partidas se incluyen los materiales, mano de obra, colocación y remates necesarios para su ejecución.

A3.4.1 Columnas de Madera

Norma de Medición: Unidad el m³

El volumen estará determinado por el producto de la longitud efectiva por la sección, ambas de acuerdo con los planos.

Norma de Construcción Aplicable

"Especificaciones Generales, 1978". En su parte I.

A3.4.2 Vigas de Madera

Norma de Medición: Unidad el m³

El volumen estará determinado por el producto de la longitud efectiva por la sección, ambas de acuerdo con los planos.

Norma de Construcción Aplicable

"Especificaciones Generales, 1978". En su parte I.

A3.4.3 Estructuras de Madera de Techos y Entrepisos

Extensión del Trabajo

En el precio unitario de esta partida no se incluye la impermeabilización, la cubierta de teja o de otro material, pero sí el forro, pare-cillos, correas, vigas y cerchas, etc..

Norma de Medición: Unidad el m^3

Se determinará el volumen, sumando los productos de las longi-tudes efectivas de cada pieza por sus respectivas secciones, ambas de acuerdo con los planos.

Norma de Construcción Aplicable

"Especificaciones Generales, 1978". En su parte I.

A3.4.4 Escaleras de Madera

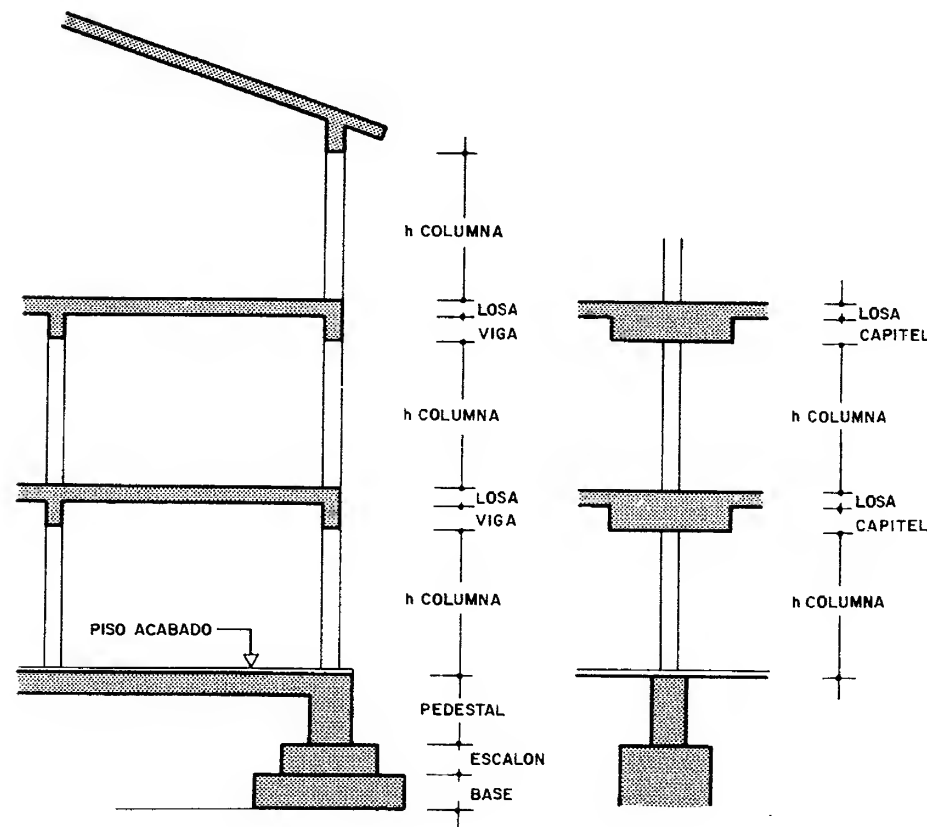
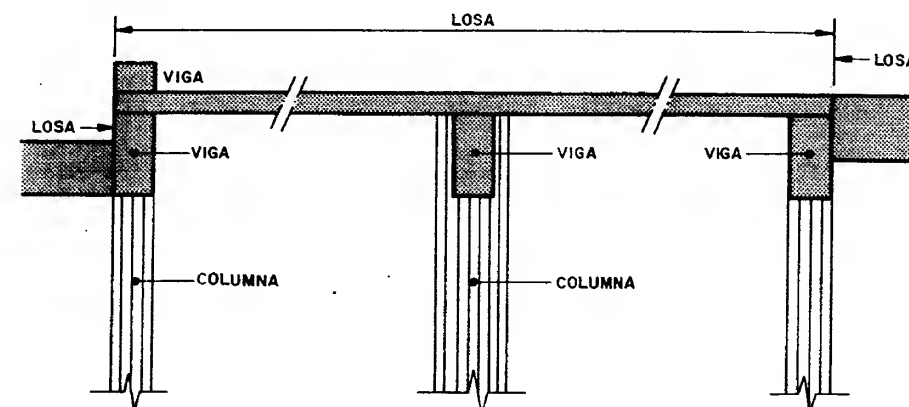
Norma de Medición: Unidad el m^3

Estos trabajos se entienden completamente terminados y coloca-dos de acuerdo con los planos y especificaciones.

Se determinará el volumen, sumando los productos de las longi-tudes efectivas de cada pieza por sus respectivas secciones, ambas de acuerdo con los planos.

Norma de Construcción Aplicable

"Especificaciones Generales, 1978". En su parte I.



ANEXO A.2

RESISTENCIA DEL CONCRETO A LA ACCION DEL FUEGO



Notas sobre el comportamiento del concreto bajo ésta acción:

1. El desigual calentamiento de las fibras produce alargamientos diferenciales y esfuerzos en el material que llevan al agrietamiento
2. La pasta de cemento pierde humedad y se contrae mientras que los agregados se expanden incrementándose el agrietamiento.
3. El acero se calienta rápidamente y aumentan las deformaciones diferenciales y los esfuerzos.
4. La calidad de los agregados influye mucho en la resistencia al fuego. Los que ya han sido sometidos a él (arcilla expandida; por ejemplo) son muy resistentes, en cambio los agregados silíceos son débiles.
5. Temperaturas superiores a 300°C producen considerable pérdida de resistencia. Para temperaturas del orden de 800°C el recubrimiento se ha desprendido en más de un 25 %.
6. Un dimensionamiento apropiado y revestimiento de los elementos estructurales contribuyen a una mayor resistencia a la acción del fuego. Véanse los cuadros siguientes:

Notas:

El friso especial puede estar constituido por una mezcla de vermiculita y yeso en proporción de 2 a 1 por volumen. Su espesor mínimo debe ser de 1.5 cm.

En vigas y columnas el friso especial se deberá aplicar sobre una malla de alambre de 2 mm de diámetro en cuadros de 10 x 10 cm como mínimo.



TABLA N° A2.1

DIMENSIONES MINIMAS RECOMENDADAS PARA ELEMENTOS ESTRUCTURALES SEGUN DURACION DEL FUEGO.

DURACION DEL FUEGO		1 hora	2 horas	3 horas	4 horas
LOSA MACIZA, SIN FRISAR	d _c	1.5	2.0	2.5	2.5
	h	10.0	12.5	15.0	15.0
LOSA NERVADA CON BLOQUES, SIN FRISAR	d _c	1.5	2.0	2.5	2.5
	b _w	12.5	10.0	10.0	10.0
	h	19.0	16.0	15.0	12.0
LOSA NERVADA SIN BLOQUES, SIN FRISAR	d _c	2.5	4.0	4.5	5.0
	b _w	10.0	10.0	14.0	15.0
	h	10.0	15.0	20.0	25.0
VIGAS SIN FRISAR	d _c	2.5	5.0	5.0	5.0
	b	11.0	20.0	30.0	35.0
VIGAS CON FRISO Y RECUBRIMIENTO ESPECIAL	d _c	2.5	4.5	5.5	6.5
	b	10.0	18.0	25.0	30.0
COLUMNAS SIN FRISAR CON TODAS LAS CARAS EXPUESTAS		20.0	30.0	40.0	45.0
COLUMNAS CON TODAS LAS CARAS EXPUESTAS Y FRISO ESPECIAL		15.0	22.5	27.5	30.0
COLUMNAS CON UNA SOLA CARA EXPUESTA Y SIN FRISAR		7.5	10.0	15.0	18.0
COLUMNAS CON UNA SOLA CARA EXPUESTA Y FRISO ESPECIAL		6.5	7.5	10.0	12.5
PANTALLAS SIN FRISAR		7.5	10.0	15.0	18.0
PANTALLAS CON FRISO ESPECIAL		7.0	7.5	10.0	12.5

DIMENSIONES EN CENTIMETROS

ANEXO A.3
INDICE ALFABETICO



La identificación corresponde al número de la página.

Acciones,

- cargas permanentes, 96, 105, 107
- cargas variables, 110

alambre trefilado para mallas,

- áreas y pesos, 94

armaduras,

- véase cabillas.

barras,

- véase cabillas.

Cabezales,

- véase fundaciones profundas,
- cabillas de acero redondas,
 - propiedades, 87
 - áreas y perímetros por metro de ancho, 88
 - áreas y pesos de combinaciones de diferentes diámetros, 89
- atados,
 - tabla de piezas y pesos, 93
- recubrimientos mínimos, 120
- colocación,
 - requisitos mínimos, 121
- separación,
 - requisitos mínimos, 121
 - en vigas, 122, 123
 - columnas, 124
- longitudes de desarrollo de cabillas sin gancho,
 - longitudes de desarrollo de cabillas a flexión en vigas continuas, 125
- longitudes de empalmes de cabillas, 128
- longitudes de desarrollo de cabillas sometidas a tracción y que terminan en gancho estandar, 135
- longitud de dobleces típicos, 134



- cargas permanentes,
 - véase acciones,
- cargas variables,
 - véase acciones,
- columnas,
 - véase secciones sometidas a flexo-compresión,
- concreto,
 - propiedades, 185
 - esfuerzos, 185
 - módulo de elasticidad, 185
 - resistencia al fuego, 848
- conversión de unidades, 24
- configuración estructural, 671
- Detalles del Armado,
 - en vigas, 138, 141
 - en columnas, 142
- detalles del armado para el diseño de estructuras antisísmicas,
 - de losas, 767, 768
 - de vigas, 769
 - de columnas, 771
 - de fundaciones directas, 775
 - de fundaciones profundas, 776
 - de vigas de riostras, 780
- diagramas de flujo,
 - véase flujogramas,
- diseño a la rotura,
 - véase método a la rotura,
- diseño de mezclas de concreto,
 - véase mezclas,
- diseño estructural
 - véase proyecto estructural
- dobletes de cabillas,
 - véase cabillas



- ductilidad,
 - diseño de vigas dúctiles, 208
 - ejemplos de aplicación, 210
- Elementos Tubulares,
 - fórmulas para el diseño, 79
- escaleras helicoidales,
 - tablas para el cálculo, 445, 448
 - ejemplos de aplicación, 476
- esfuerzo cortante en vigas,
 - tablas para el cálculo, 246, 252, 260
 - ejemplos de aplicación, 269, 274
- esfuerzos del concreto, 185
- estructuración,
 - véase proyecto estructural.
- Flujogramas,
 - para el diseño de secciones rectangulares simplemente armadas, 157
 - para la revisión de secciones rectangulares simplemente armadas, 162
 - para el diseño de secciones rectangulares doblemente armadas, 164
 - para la revisión de secciones rectangulares doblemente armadas, 169
 - para el diseño de secciones Te simplemente armadas, 175
 - para la revisión de secciones Te simplemente armadas, 178
 - para el diseño de secciones sometidas a corte, 271
 - para el diseño de secciones sometidas a torsión, 287
 - para el diseño de ménsulas, 297, 299, 301
 - para el diseño de mezclas de concreto, 810
 - del diseño estructural, 651
 - para el uso de la norma antisísmica, 707
 - para el uso de las normas de viento, 785
- fundaciones directas cuadradas,
 - sometidas a carga axial, 503
 - tablas para el diseño, 509
 - ejemplo de aplicación, 547



- fundaciones directas rectangulares,
 - aplicación de las tablas, 548
 - ejemplo de aplicación, 549
 - sometidas a carga axial y momento, 550
 - ábacos para el diseño, 551
- fundaciones profundas,
 - sometidas a carga axial, 563
 - características de los pilotes, 565
 - fórmulas utilizadas, 566
 - capacidades de carga, 568
 - tablas para el diseño de cabezales, 569
 - ejemplos de aplicación, 586
 - sometidas a carga axial y momento,
 - fórmulas utilizadas, 582
 - ejemplos de aplicación, 583
- formato para las láminas de dibujo, 800
- Integración Gráfica,
 - tablas, 80
- Longitudes de Desarrollo y de Empalme de Cabillas,
 - véase cabillas,
- losas,
 - parámetros de diseño, 186
- losas continuas de luces iguales y carga uniforme,
 - coeficientes para el cálculo, 58
- losas macizas armadas en una dirección,
 - tablas para el diseño, 313
- losas nervadas armadas en una dirección,
 - tablas para el diseño, 321
- losas triangulares,
 - véase placa triangular,
- losas reticulares,
 - tablas para el cálculo, 329
 - ejemplo de aplicación, 283



- losas circulares,
 - tablas para el cálculo, 409
 - ejemplo de aplicación, 439
- losas anulares,
 - tablas para el cálculo, 421
 - ejemplo de aplicación, 440
- Mallas de Alambre Trefilado,
 - áreas y pesos, 95
- mapa de zonificación, 708
- marcos rígidos,
 - fórmulas para el diseño, 77
- mediciones de edificios,
 - obras de estructura, 817
- ménsulas,
 - flujogramas de diseño, 297, 299, 301
 - ejemplos de aplicación, 302, 304, 305, 306
- método de rotura,
 - definiciones, 147
 - notación, 148
 - resistencia requerida para combinaciones de carga, 149
 - factores de minoración, 150
 - tablas de constantes y parámetros, 183
- mezclas de concreto,
 - aspectos generales, 807
 - tablas, 809
 - flujograma, 810
 - ejemplo de aplicación, 811
- módulo de sección (plástico), 37
- módulo de sección (elástico), 37
- momento de inercia,
 - sección rectangulares, 39
 - sección te, 41
 - secciones circulares, 42



muros de sostenimiento,

- en voladizo, 588
 - tablas para el diseño, 590
 - gravedad,
 - tablas para el diseño, 598
 - acción sísmica, 601
 - detalles constructivos, 603
- muros estructurales sometidos a flexo-compresión, 607
- ábacos para el cálculo, 609
 - ejemplos de aplicación, 648

Norma Antisísmica,

- guía para su uso, 707
- resumen esquemático, 738
- ejemplo de aplicación, 744

norma de acciones,

- véase acciones,

norma de viento,

- guía para su uso, 785

notación, 3

Parámetros de Diseño,

- para losas y vigas, 186

peso propio,

- tabla para vigas y columnas, 83

peso unitario,

- de materiales de construcción, 96
- de materiales almacenables, 105
- de elementos constructivos, 107

pilotes,

- véase fundaciones profundas,

placas triangulares,

- tablas para el cálculo, 408

placas reticulares,

- véase losas reticulares,



placas rectangulares apoyadas sobre tres lados, 403

- tablas para el cálculo, 404

placas macizas armadas en dos direcciones,

- tablas para el cálculo, 388
- ejemplo de aplicación, 401

placas nervadas armadas en dos direcciones,

- tablas para el cálculo, 326

planos estructurales,

- véase proyecto estructural,

pórticos doblemente articulados,

- fórmulas para el diseño, 61

pórticos doblemente empotrados,

- fórmulas para el diseño, 64

pórticos doblemente articulados y viga quebrada,

- fórmulas para el diseño, 68

pórticos doblemente articulados y vigas de directriz parabólica,

- fórmulas para el diseño, 71

pórticos triangulares,

- fórmulas para el diseño, 72

pórticos de eje parabólico,

- fórmulas para el diseño, 75

predimensionado, 661

proyecto estructural, 651, 653, 655, 658, 661, 671, 691, 797, 798

Resistencia del Concreto a la Acción del Fuego,

- véase concreto,

resistencia del concreto a la compresión,

- véase concreto.

Secciones,

- propiedades geométricas, 30

secciones sometidas a flexión,

- secciones rectangulares simplemente armadas,

-- fórmulas para el diseño, 152

-- flujogramas, 157, 162



- parámetros de diseño, 186
- tablas para el diseño, 191
- ejemplo de aplicación, 159, 163
- secciones rectangulares doblemente armadas,
- fórmulas para el diseño, 153
- flujogramas, 164, 169
- tablas para el diseño, 191
- ejemplo de aplicación, 167, 170
- secciones te simplemente armadas,
- fórmulas para el diseño, 154
- flujogramas, 175, 178
- ejemplo de aplicación, 179
- secciones sometidas a flexo-compresión,
- tabla para el diseño, 220
- ejemplo de aplicación, 241
- secciones sometidas a corte,
- flujograma, 271
- tablas para el cálculo, 246, 252
- ejemplo de aplicación, 269, 274
- secciones sometidas a torsión,
- flujograma, 287
- propiedades de las secciones y tablas, 279, 284, 285
- ejemplo de aplicación, 280, 291
- sismo,
- véase norma antisísmica,
- sólidos,
- propiedades, 33
- suelos,
- curva de espesores para el Valle de Caracas, 863

Tablas de uso General,

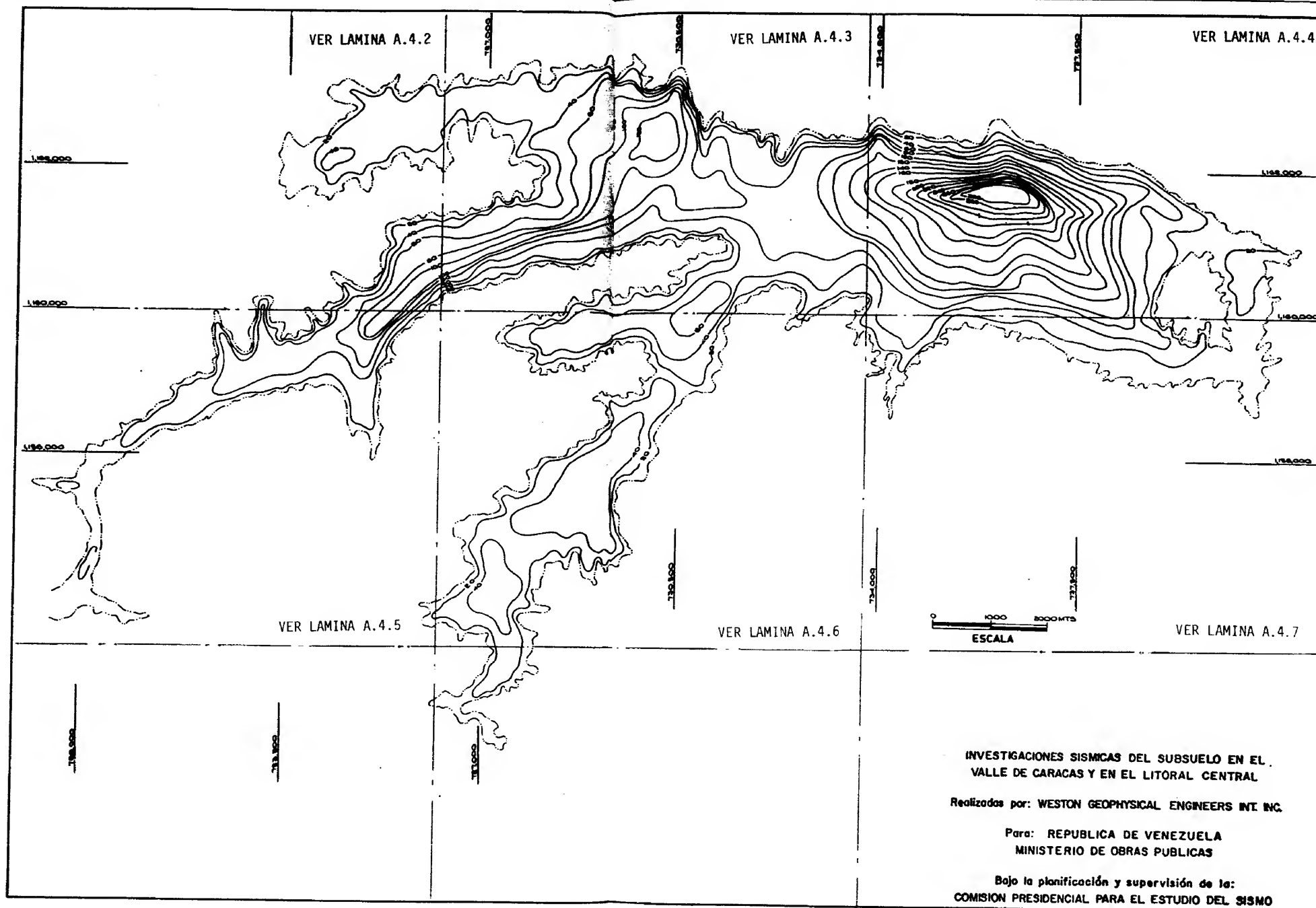
- véase cada caso en la sección correspondiente,
- teoría de rotura,
- véase método de rotura,
- configuración estructural, 671
- tipología estructural, 691



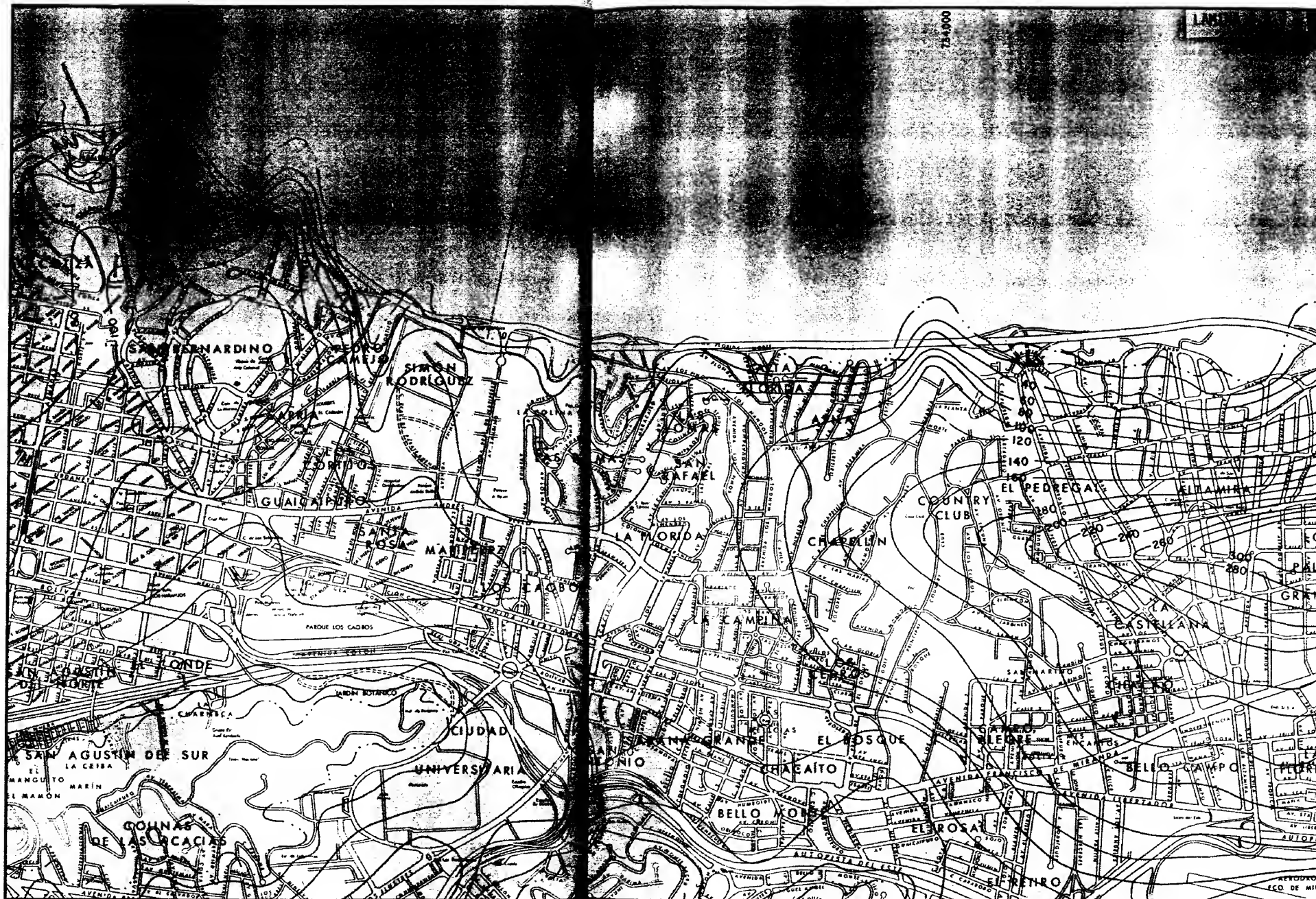
- Viento,
- véase norma de viento,
- vigas,
- véase secciones sometidas a flexión,
- vigas simplemente apoyadas,
- ecuaciones y diagramas, 43
- vigas doblemente empotradas,
- momentos, 53
- vigas simplemente apoyadas con carga trapezoidal,
- coeficientes para el cálculo, 56
- vigas doblemente empotradas con carga trapezoidal,
- coeficientes para el cálculo, 57
- vigas continuas de luces iguales y carga uniforme,
- coeficientes para el cálculo, 58
- vigas continuas de luces iguales y carga triangular,
- coeficientes para el cálculo, 60
- vigas de planta circular,
- coeficientes para el cálculo, 498
- ejemplo de aplicación, 499
- vigas en balcón,
- coeficientes para el cálculo, 477, 488
- ejemplo de aplicación, 486, 495

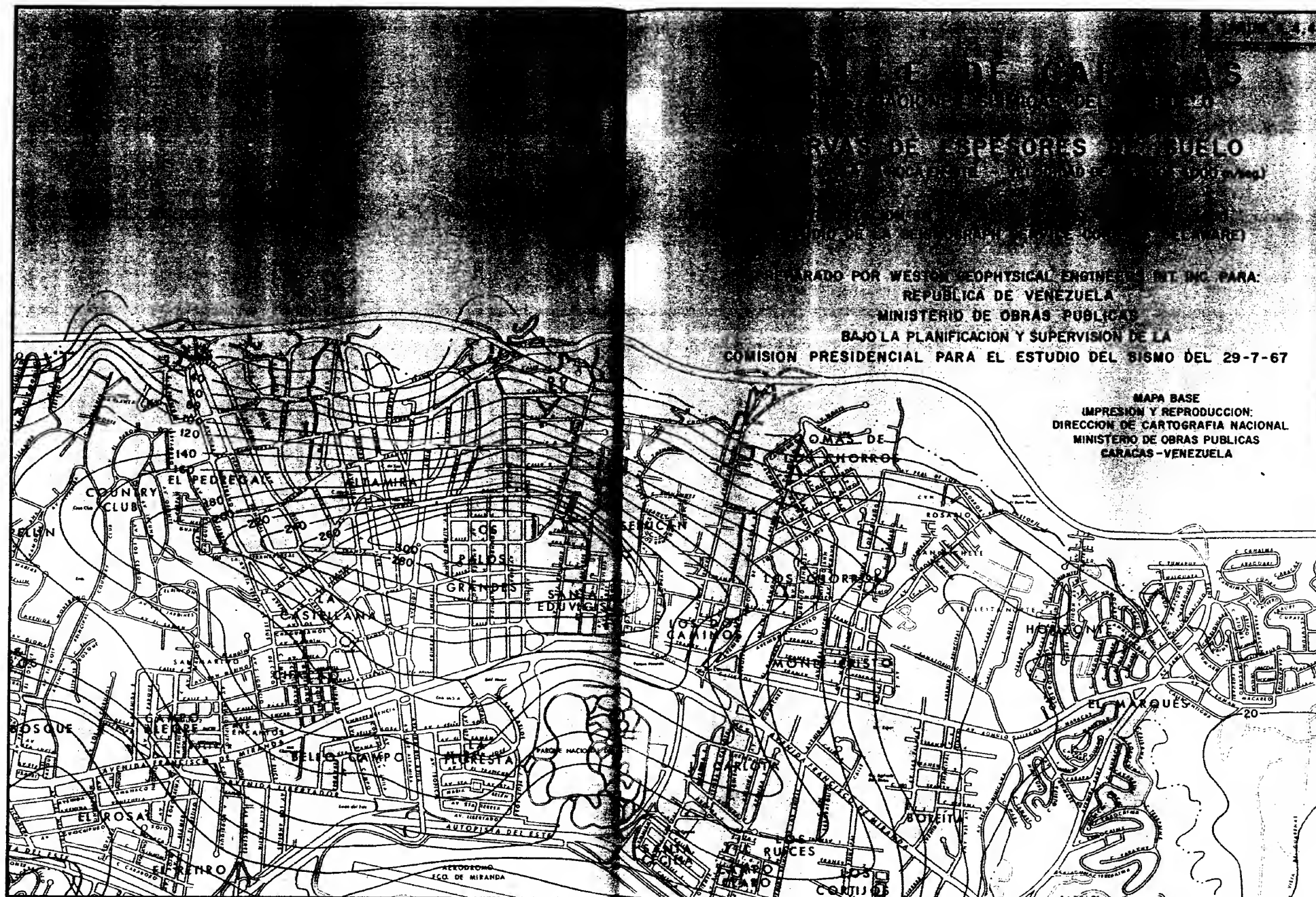
ANEXO A.4

CURVAS DE ESPESORES DE SUELOS PARA EL VALLE DE CARACAS

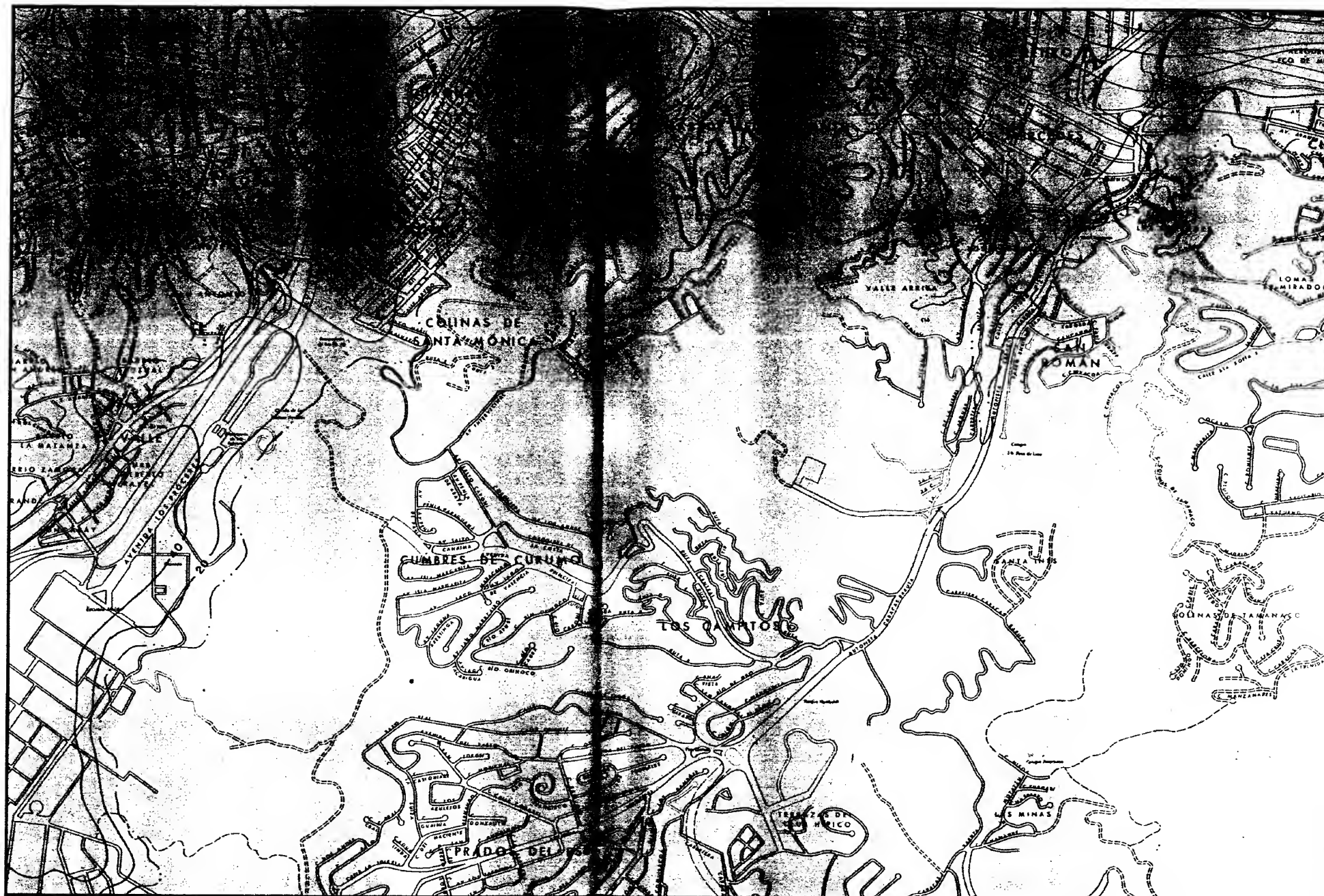


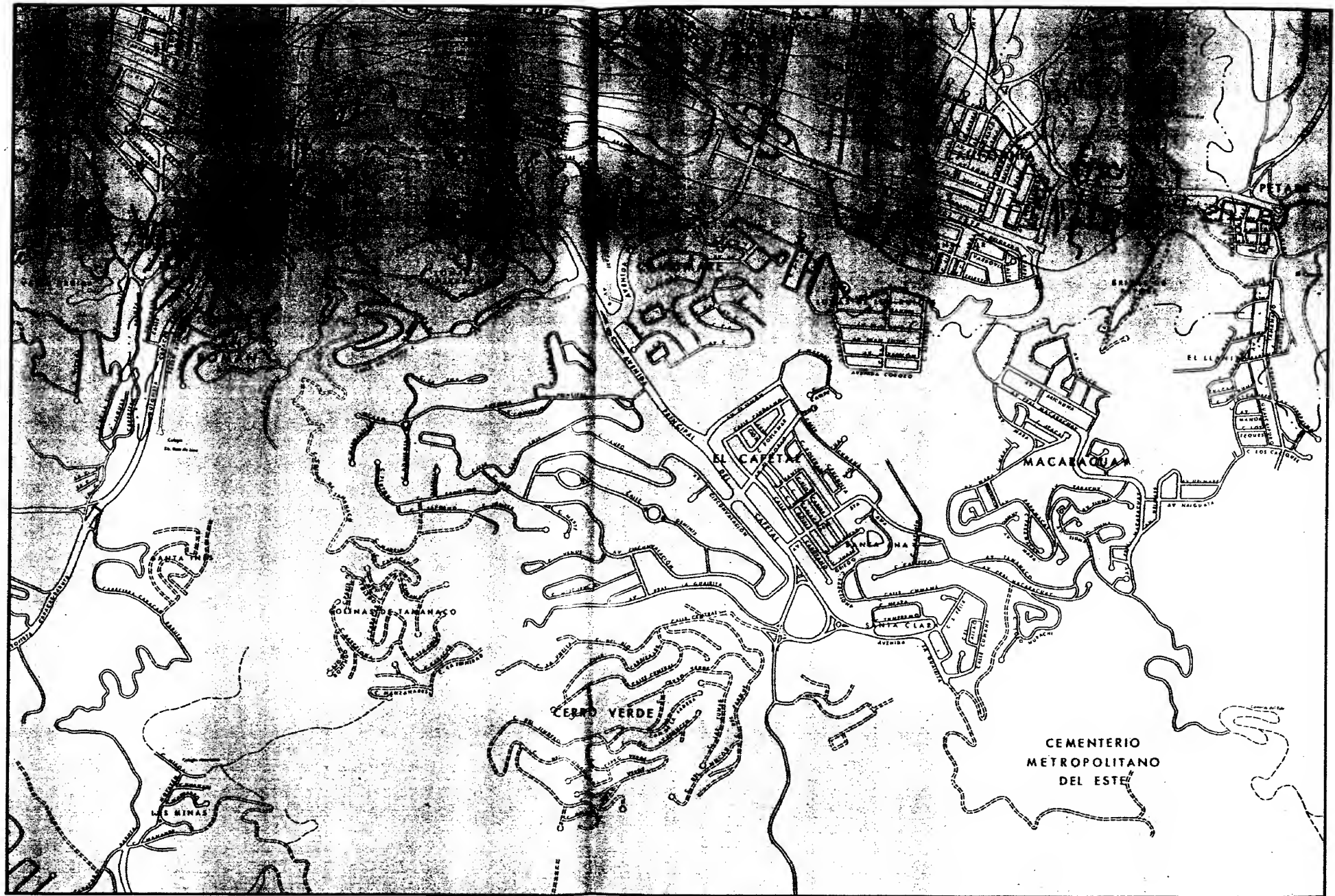








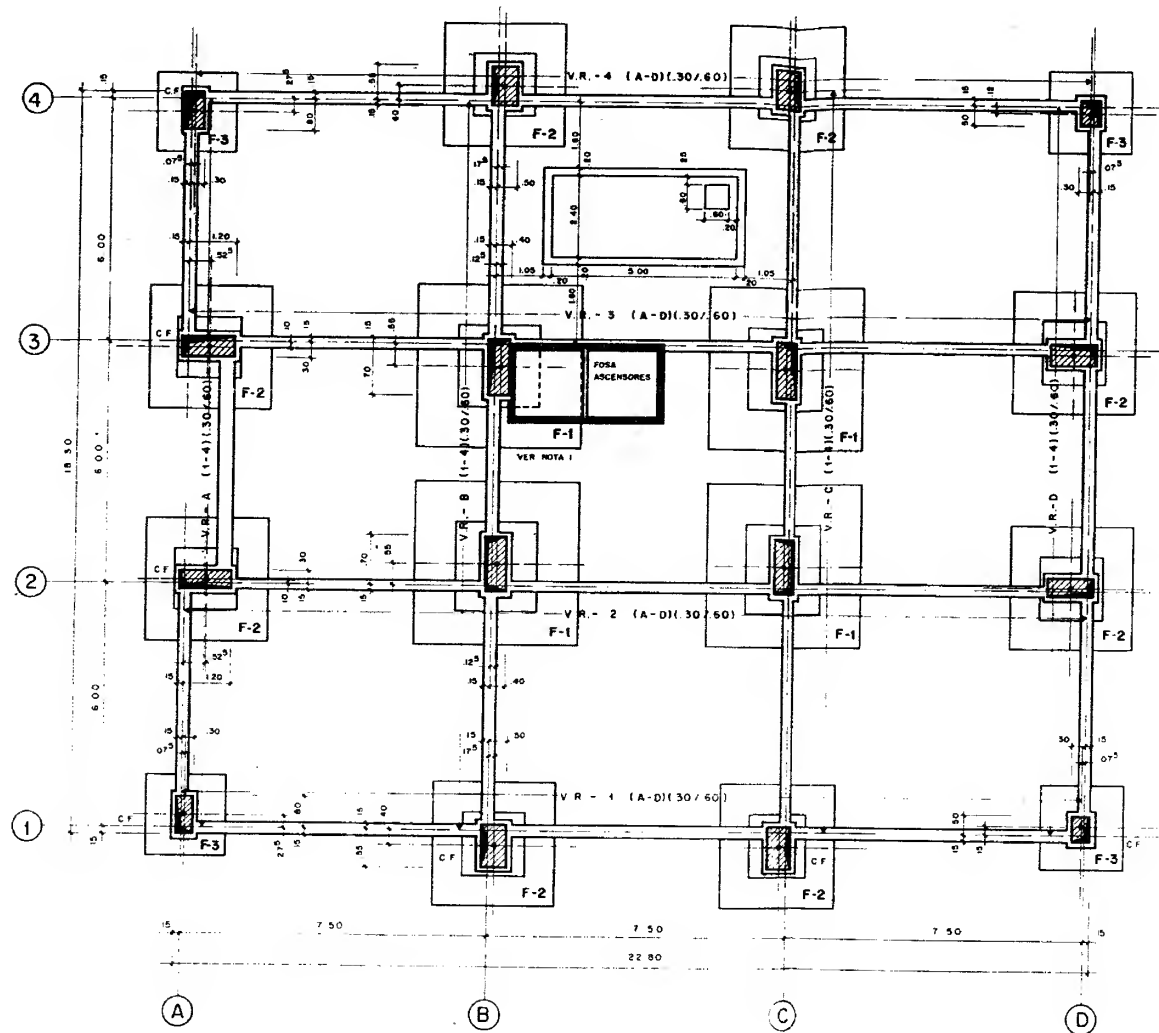






ANEXO A.5

FORMA DE PRESENTACION DE LOS PLANOS ESTRUCTURALES DE UN EDIFICIO



ENVIGADO PLANTA FUNDACIONES

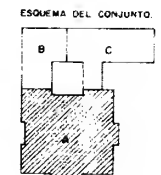
NOTA 1:
EL CAREZAL DEL EJE B-3,
SU COTA SUPERIOR ES
POR DEBAJO DE LA COTA
INFERIOR DE LA FOSE DE
ASCENSORES

RESISTENCIA DE LOS MATERIALES

$f_c = 250 \text{ Kg/cm}^2$
 $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$
 $f_s = 2100 \text{ Kg/cm}^2$

RESUMEN

ENVIGADO PLANTA FUNDACIONES



OFICINA DE PROYECTO C.A.

FECHA	OBSERVACIONES	FIRMA

MINISTERIO DEL DESARROLLO URBANO
DIRECCION GENERAL DE EQUIPAMIENTO URBANO
DIRECCION DE PROYECTOS

CENTRO EDUCATIVO
EN LOS TEQUES
ESTADO MIRANDA

PROYECTO:

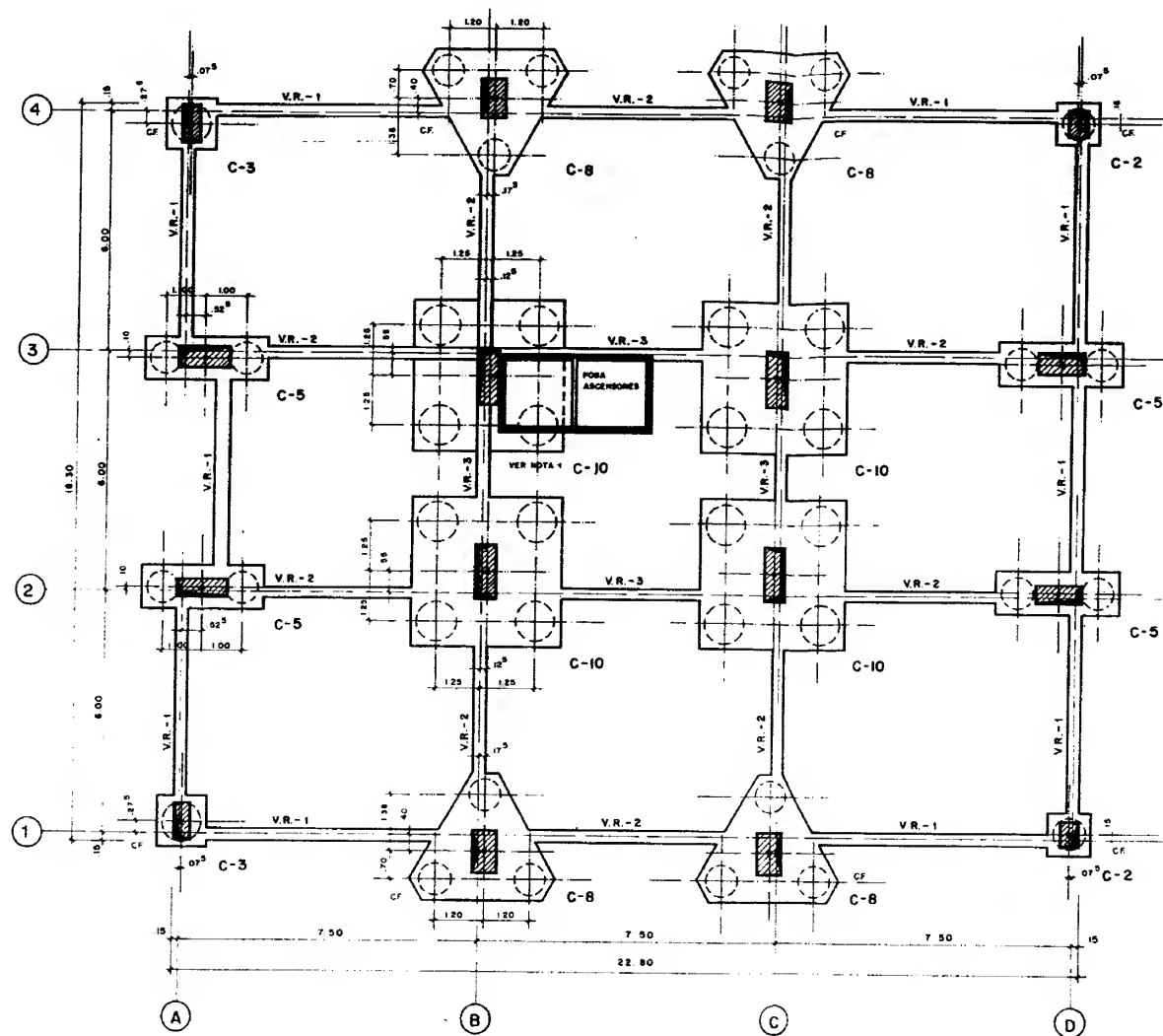
FECHA:

ELABORADO POR:

REVISADO POR:

APROBADO POR:

E-



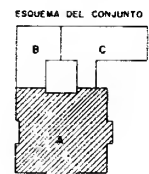
ENVIGADO PLANTA FUNDACIONES

RESUMEN
ENVIGADO PLANTA FUNDACIONES

NOTA 1:
EL CAREZAL DEL EJE B-3,
SU COTA SUPERIOR IRA
POR DEBAJO DE LA COTA
INFERIOR DE LA FOSA DE
ASCENSORES

RESISTENCIA DE LOS MATERIALES

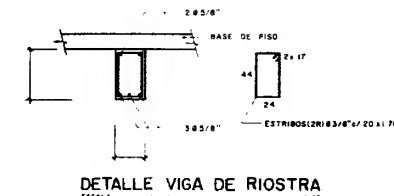
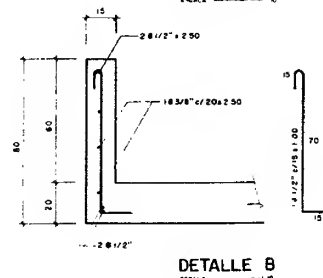
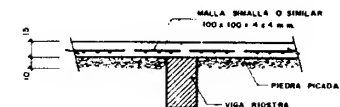
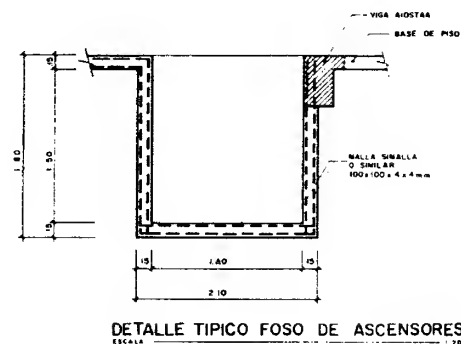
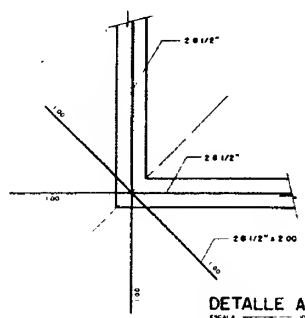
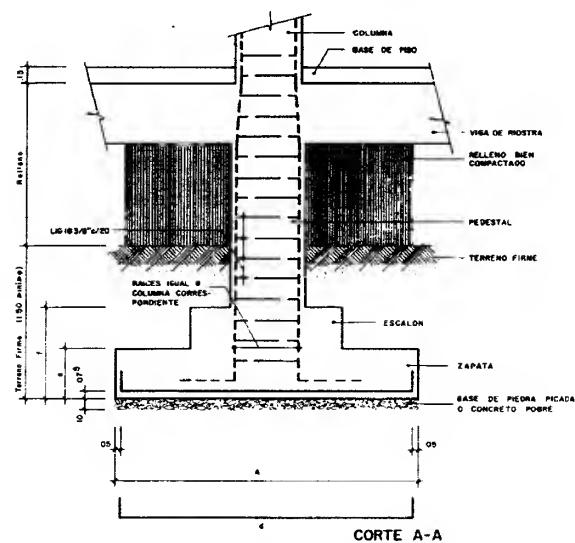
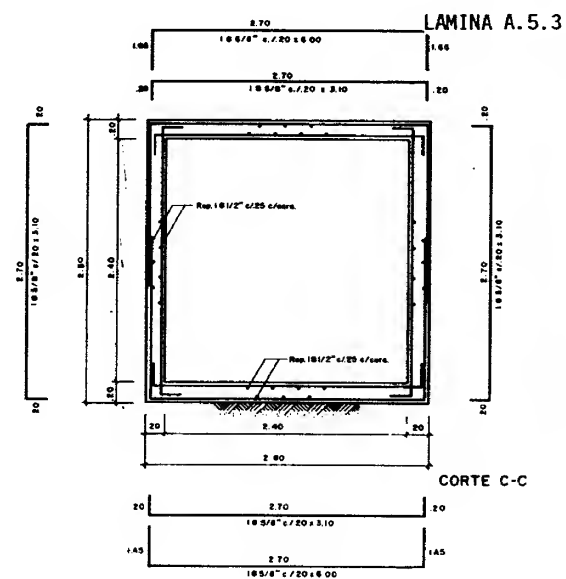
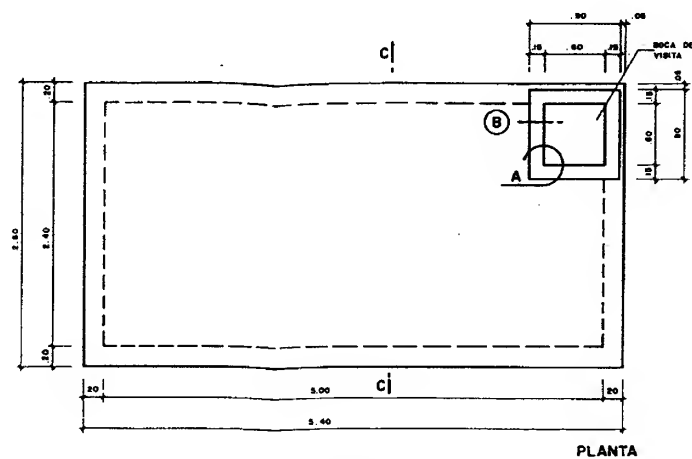
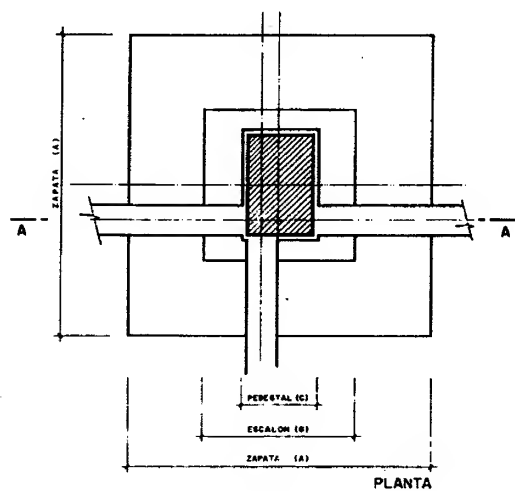
$f_c = 250 \text{ Kg./cm}^2$
 $f_y = 4200 \text{ Kg./cm}^2$
 $f_s = 2100 \text{ Kg./cm}^2$



OFICINA DE PROYECTO C.A.

FECHA	OBSERVACIONES	FIRMA

REPUBLICA DE CUBA MINISTERIO DEL DESARROLLO URBANO DIRECCION GENERAL DE EDIFICACIONES URBANAS DIRECCION DE PROYECTOS	
CENTRO EDUCATIVO EN LOS TEQUES. ESTADO MIRANDA.	
PROYECTO DE ESTRUCTURAS A.S. 1-1 A.S. 1-2 A.S. 1-3 A.S. 1-4 A.S. 1-5 A.S. 1-6 A.S. 1-7 A.S. 1-8 A.S. 1-9 A.S. 1-10 A.S. 1-11 A.S. 1-12 A.S. 1-13 A.S. 1-14 A.S. 1-15 A.S. 1-16 A.S. 1-17 A.S. 1-18 A.S. 1-19 A.S. 1-20 A.S. 1-21 A.S. 1-22 A.S. 1-23 A.S. 1-24 A.S. 1-25 A.S. 1-26 A.S. 1-27 A.S. 1-28 A.S. 1-29 A.S. 1-30 A.S. 1-31 A.S. 1-32 A.S. 1-33 A.S. 1-34 A.S. 1-35 A.S. 1-36 A.S. 1-37 A.S. 1-38 A.S. 1-39 A.S. 1-40 A.S. 1-41 A.S. 1-42 A.S. 1-43 A.S. 1-44 A.S. 1-45 A.S. 1-46 A.S. 1-47 A.S. 1-48 A.S. 1-49 A.S. 1-50 A.S. 1-51 A.S. 1-52 A.S. 1-53 A.S. 1-54 A.S. 1-55 A.S. 1-56 A.S. 1-57 A.S. 1-58 A.S. 1-59 A.S. 1-60 A.S. 1-61 A.S. 1-62 A.S. 1-63 A.S. 1-64 A.S. 1-65 A.S. 1-66 A.S. 1-67 A.S. 1-68 A.S. 1-69 A.S. 1-70 A.S. 1-71 A.S. 1-72 A.S. 1-73 A.S. 1-74 A.S. 1-75 A.S. 1-76 A.S. 1-77 A.S. 1-78 A.S. 1-79 A.S. 1-80 A.S. 1-81 A.S. 1-82 A.S. 1-83 A.S. 1-84 A.S. 1-85 A.S. 1-86 A.S. 1-87 A.S. 1-88 A.S. 1-89 A.S. 1-90 A.S. 1-91 A.S. 1-92 A.S. 1-93 A.S. 1-94 A.S. 1-95 A.S. 1-96 A.S. 1-97 A.S. 1-98 A.S. 1-99 A.S. 1-100	A.S. 1-1 A.S. 1-2 A.S. 1-3 A.S. 1-4 A.S. 1-5 A.S. 1-6 A.S. 1-7 A.S. 1-8 A.S. 1-9 A.S. 1-10 A.S. 1-11 A.S. 1-12 A.S. 1-13 A.S. 1-14 A.S. 1-15 A.S. 1-16 A.S. 1-17 A.S. 1-18 A.S. 1-19 A.S. 1-20 A.S. 1-21 A.S. 1-22 A.S. 1-23 A.S. 1-24 A.S. 1-25 A.S. 1-26 A.S. 1-27 A.S. 1-28 A.S. 1-29 A.S. 1-30 A.S. 1-31 A.S. 1-32 A.S. 1-33 A.S. 1-34 A.S. 1-35 A.S. 1-36 A.S. 1-37 A.S. 1-38 A.S. 1-39 A.S. 1-40 A.S. 1-41 A.S. 1-42 A.S. 1-43 A.S. 1-44 A.S. 1-45 A.S. 1-46 A.S. 1-47 A.S. 1-48 A.S. 1-49 A.S. 1-50 A.S. 1-51 A.S. 1-52 A.S. 1-53 A.S. 1-54 A.S. 1-55 A.S. 1-56 A.S. 1-57 A.S. 1-58 A.S. 1-59 A.S. 1-60 A.S. 1-61 A.S. 1-62 A.S. 1-63 A.S. 1-64 A.S. 1-65 A.S. 1-66 A.S. 1-67 A.S. 1-68 A.S. 1-69 A.S. 1-70 A.S. 1-71 A.S. 1-72 A.S. 1-73 A.S. 1-74 A.S. 1-75 A.S. 1-76 A.S. 1-77 A.S. 1-78 A.S. 1-79 A.S. 1-80 A.S. 1-81 A.S. 1-82 A.S. 1-83 A.S. 1-84 A.S. 1-85 A.S. 1-86 A.S. 1-87 A.S. 1-88 A.S. 1-89 A.S. 1-90 A.S. 1-91 A.S. 1-92 A.S. 1-93 A.S. 1-94 A.S. 1-95 A.S. 1-96 A.S. 1-97 A.S. 1-98 A.S. 1-99 A.S. 1-100



DETALLE TIPICO DE FUNDACIONES

FUNDACIÓN TIPO	ZAPATA (A)	ESCALON (B)	PEDESTAL (C)	ZAPATA (E)	ESCALON (F)	ACERO EN CADA SENTIDO (G)
F-1	400	200	100	30	40	18.5/8" x 20 x 4.20
F-2	300	150	75	40	30	18.5/8" x 15 x 3.40
F-3	200	100	50	30	20	18.5/8" x 15 x 2.20

NOTA:
LAS CABILAS LONGITUDINALES DE LAS VIGAS DE AIOSTRAS SE SOLAPARAN EN EL CENTRO DE LOS TRAMOS O EA LOS APOYOS, SI DICHAS VIGAS TRABAJAN A TRACCION Y COMPRESION O A FLEXION Y CARGA AXIAL.

RESUMEN

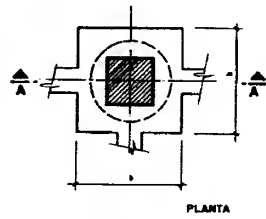
ESTANQUE
DETALLE TIPICO DE FUNDACIONES
DETALLE TIPICO FOSO DE ASCENSORES
DETALLE TIPICO BASE DE PISO
DETALLE VIGA DE MOSTRA

RESISTENCIA DE LOS MATERIALES

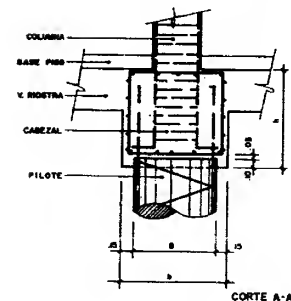
$$\begin{aligned} r_c &= 250 \text{ Kg/cm}^2 \\ r_y &= 4200 \text{ Kg/cm}^2 \\ r_s &= 2100 \text{ Kg/cm}^2 \end{aligned}$$

OFICINA DE PROYECTO C.A.

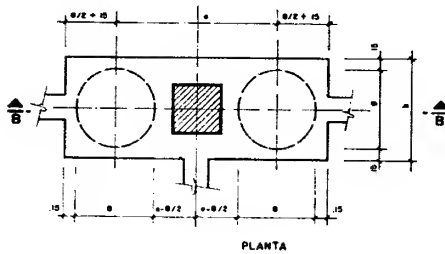
[illegible]



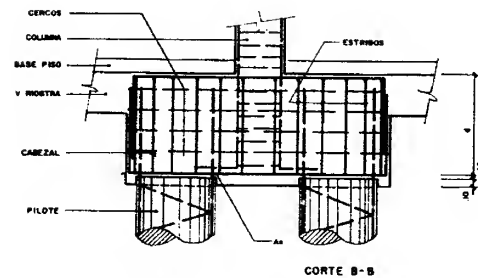
CABEZAL TIPO	a	b	c	ARMADURA	CERCO
1	.65	.35	.30	8 Ø 5/8" x 2.15	18 3/8" x 7.20
2	.80	.10	1.00	10 Ø 3/4" x 2.70	18 3/8" x 7.20
3	1.00	1.30	1.20	12 Ø 3/8" x 3.10	18 3/8" x 7.20



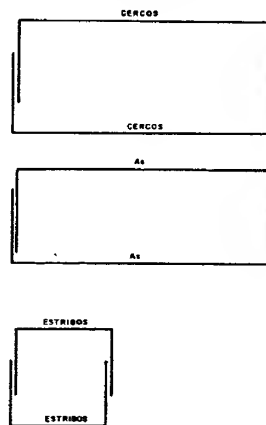
CABEZAL TIPO C-1, C-2 y C-3



CABEZAL TIPO	a	b	c	d	A _s	ESTRIBOS	CERCO
4	.80	2.00	1.00	1.10	9 Ø 1" x 4.80	18 1/2" x 25	18 1/2" x 25
5	.80	2.00	1.00	1.10	10 Ø 1" x 4.80	18 1/2" x 25	18 1/2" x 25
6	1.00	2.50	1.35	1.50	12 Ø 1" x 4.10	18 1/2" x 25	18 5/8" x 25

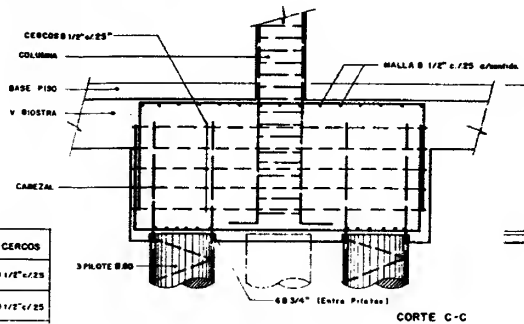


CABEZAL TIPO C-4, C-5 y C-6

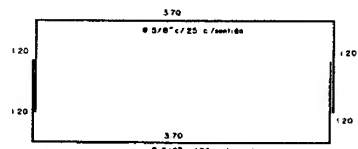
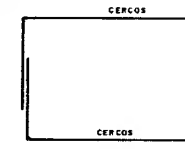
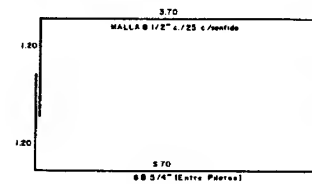


CABEZAL TIPO C-7, C-8 y C-9

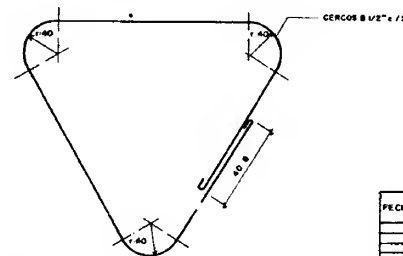
CABEZAL TIPO	ARMADURA	CERCO
7	18 Ø 3/4"	18 1/2" x 25
8	18 Ø 3/4"	18 1/2" x 25
9	18 Ø 3/4"	18 1/2" x 25



CORTE C-C



CABEZAL TIPO C-10



CORTE D-D

RESISTENCIA DE LOS MATERIALES

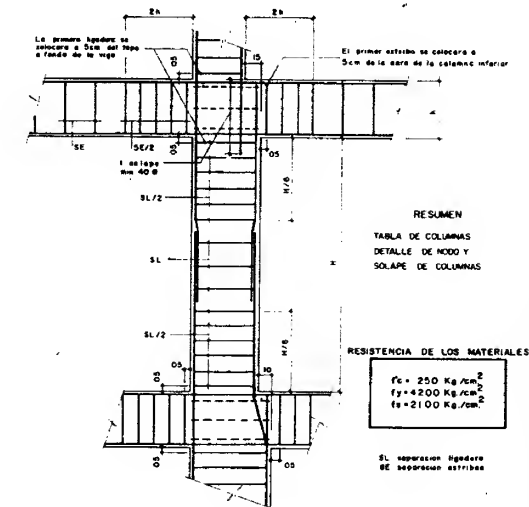
$f_c = 250 \text{ Kg/cm}^2$
 $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$
 $f_s = 2100 \text{ Kg/cm}^2$

RESUMEN
 DETALLE CABEZAL
 del C-1 al C-10

OFICINA DE PROYECTO C.A.


FECHA	OBSERVACIONES	FIRMA

MINISTERIO DE VIVIENDA Y CONSTRUCCIÓN MINISTERIO DEL DESARROLLO URBANO DIRECCIÓN GENERAL DE EQUIPAMIENTO URBANO DIRECCIÓN DE PROYECTOS	
CENTRO EDUCATIVO EN LOS TEQUES ESTADO MIRANDA	
PROYECTO DE PLANO Nº 1-1	DETALLE Nº 1-1 1-1
E-	

[illegible]

DETALLE DE NODO EN COLUMNA

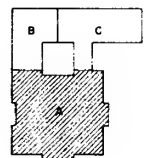
OFICINA DE PROYECTO C A

FECHA	OBSERVACIONES	FIRMA	<div style="text-align: center;">  MINISTERIO DEL DESARROLLO URBANO DIRECCION GENERAL DE EQUIPAMIENTO URBANO DIRECCION DE PROYECTOS </div>
		1. PLAN DE 2. PLAN DE 3. PLAN DE 4. PLAN DE 5. PLAN DE 6. PLAN DE 7. PLAN DE 8. PLAN DE 9. PLAN DE 10. PLAN DE	<div style="text-align: center;"> CENTRO EDUCATIVO EN LOS TIGRES ESTADO MIRANDA </div>
		11. PLAN DE 12. PLAN DE 13. PLAN DE 14. PLAN DE 15. PLAN DE 16. PLAN DE 17. PLAN DE 18. PLAN DE 19. PLAN DE 20. PLAN DE	<div style="text-align: center;"> PLAN DE </div>
		21. PLAN DE 22. PLAN DE 23. PLAN DE 24. PLAN DE 25. PLAN DE 26. PLAN DE 27. PLAN DE 28. PLAN DE 29. PLAN DE 30. PLAN DE	<div style="text-align: center;"> PLAN DE </div>
		31. PLAN DE 32. PLAN DE 33. PLAN DE 34. PLAN DE 35. PLAN DE 36. PLAN DE 37. PLAN DE 38. PLAN DE 39. PLAN DE 40. PLAN DE	<div style="text-align: center;"> PLAN DE </div>
		41. PLAN DE 42. PLAN DE 43. PLAN DE 44. PLAN DE 45. PLAN DE 46. PLAN DE 47. PLAN DE 48. PLAN DE 49. PLAN DE 50. PLAN DE	<div style="text-align: center;"> PLAN DE </div>
		51. PLAN DE 52. PLAN DE 53. PLAN DE 54. PLAN DE 55. PLAN DE 56. PLAN DE 57. PLAN DE 58. PLAN DE 59. PLAN DE 60. PLAN DE	<div style="text-align: center;"> PLAN DE </div>
		61. PLAN DE 62. PLAN DE 63. PLAN DE 64. PLAN DE 65. PLAN DE 66. PLAN DE 67. PLAN DE 68. PLAN DE 69. PLAN DE 70. PLAN DE	<div style="text-align: center;"> PLAN DE </div>
		71. PLAN DE 72. PLAN DE 73. PLAN DE 74. PLAN DE 75. PLAN DE 76. PLAN DE 77. PLAN DE 78. PLAN DE 79. PLAN DE 80. PLAN DE	<div style="text-align: center;"> PLAN DE </div>
		81. PLAN DE 82. PLAN DE 83. PLAN DE 84. PLAN DE 85. PLAN DE 86. PLAN DE 87. PLAN DE 88. PLAN DE 89. PLAN DE 90. PLAN DE	<div style="text-align: center;"> PLAN DE </div>
		91. PLAN DE 92. PLAN DE 93. PLAN DE 94. PLAN DE 95. PLAN DE 96. PLAN DE 97. PLAN DE 98. PLAN DE 99. PLAN DE 100. PLAN DE	<div style="text-align: center;"> PLAN DE </div>

RESUMEN

ENVIGADO PLANTA DE PISO

ESQUEMA DEL CONJUNTO



RESISTENCIA DE LOS MATERIALES

$f'_c = 250 \text{ Kg/cm}^2$
 $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$
 $f_s = 2100 \text{ Kg/cm}^2$

OFICINA DE PROYECTO C.A.

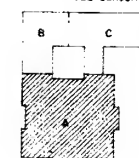
[illegible]

[illegible]

RESUMEN

EQUIPO PLANTA SOTANO 2

ESQUEMA DEL CONJUNTO



RESISTENCIA DE LOS MATERIALES

$$\begin{aligned} f_c &= 250 \text{ Kg/cm}^2 \\ f_y &= 4200 \text{ Kg/cm}^2 \\ f_a &= 2100 \text{ Kg/cm}^2 \end{aligned}$$

OFICINA DE PROYECTO C.A.



MINISTERIO DEL DESARROLLO URBANO
DIRECCION GENERAL DE EQUIPAMIENTO URBANO
DIRECCION DE PROYECTOS

CENTRO EDUCATIVO
EN LOS TEQUES
ESTADO MIRANDA

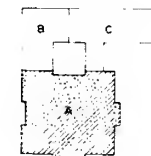
FECHA	OBSERVACIONES	FIRMA

		REPUBLICA DE COLOMBIA	
		MINISTERIO DEL DESARROLLO URBANO	
		DIRECCION GENERAL DE EQUIPAMIENTO URBANO	
		DIRECCION DE PROYECTOS	
C.E.		CENTRO EDUCATIVO	
MUNICIPIO		EN LOS TEQUES	
DEPARTAMENTO		ESTADO MIRANDA	
NOMBRE DEL SERVIDOR			
C.D.			
NÚMERO DE IDENTIFICACION	FECHA DE EMISIÓN	SERIE E	
CHARRADA	11/05/84		
		REC	E

[illegible]



ESQUEMA DEL CONJUNTO



RESISTENCIA DE LOS MATERIALES

$f_t = 250 \text{ Kg/cm}^2$
 $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$
 $f_s = 2100 \text{ Kg/cm}^2$

ENVIGADO PLANTA TIPO niveles 8 y 9

OFICINA DE PROYECTO C.A.



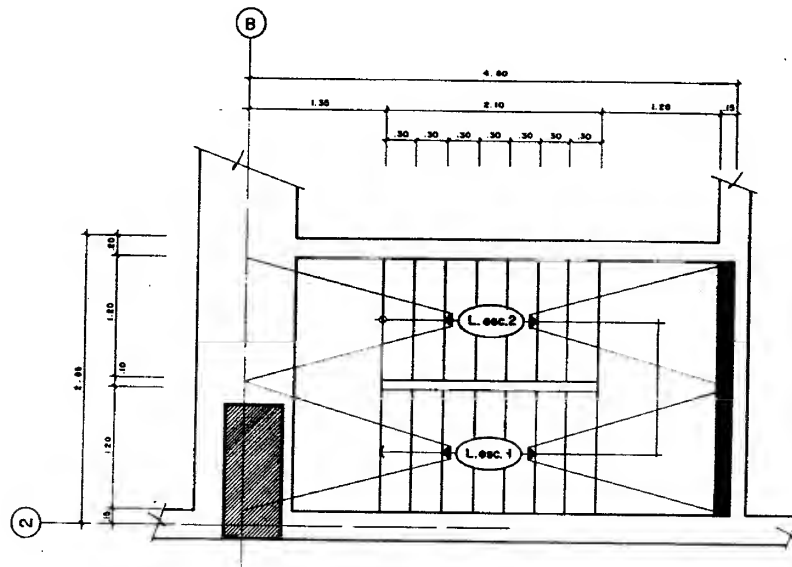
MINISTERIO DEL DESARROLLO URBANO
DIRECCION GENERAL DE EQUIPAMIENTO URBANO
DIRECCION DE SERVICIOS

CENTRO EDUCATIVO
EN LOS TEQUES
ESTADO MIRANDA

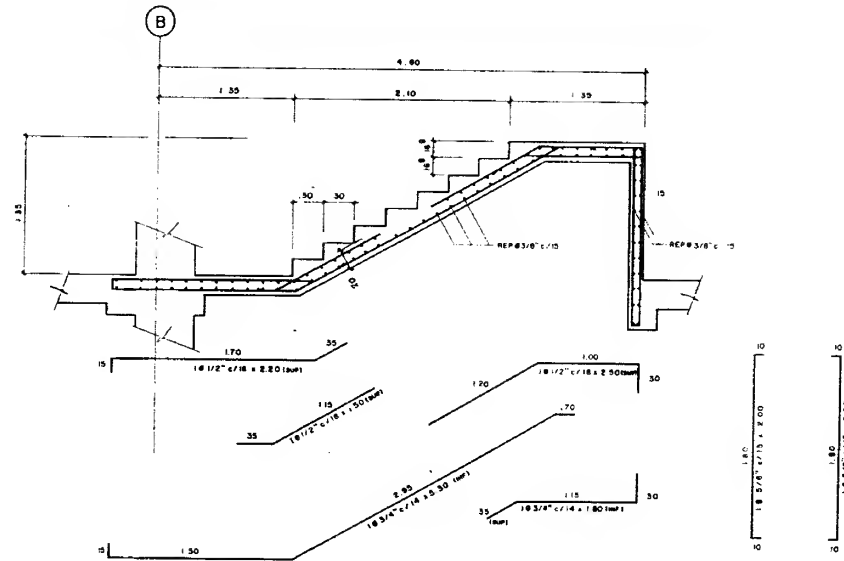
E-

FECHA	OBSERVACIONES	FIRMA
	<input type="checkbox"/> LOSA MACIZA <input type="checkbox"/> LOSA NERVADA	

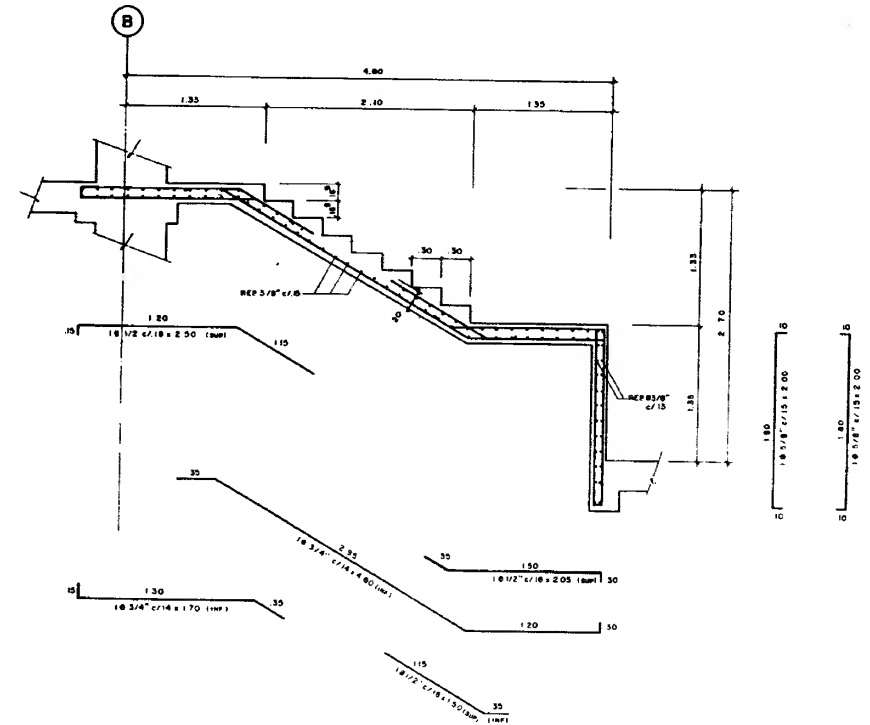
882



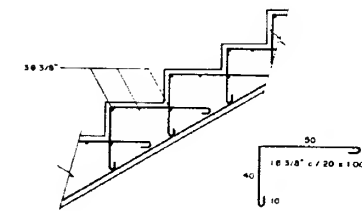
PLANTA



LOSA ESCALERA 1



LOSA ESCALERA 2



DETALLE REFUERZO ESCALONES

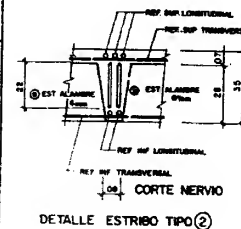
RESISTENCIA DE LOS MATERIALES

$f_c = 250 \text{ Kg./cm}^2$
 $f_y = 4200 \text{ Kg./cm}^2$
 $f_s = 2100 \text{ Kg./cm}^2$

OFICINA DE PROYECTO C.A.

<p>MINISTERIO DEL DESARROLLO URBANO DIRECCION GENERAL DE PROYECTOS</p>	
<p>CENTRO EDUCATIVO EN LOS TEQUES ESTADO MIRANDA</p>	
<p>FECHA: 10/10/77 DISEÑADOR: J. GARCIA REVISOR: J. GARCIA APROBADO: J. GARCIA</p>	<p>FECHA: 10/10/77 DISEÑADOR: J. GARCIA REVISOR: J. GARCIA APROBADO: J. GARCIA</p>

FECHA	OBSERVACIONES	FIRMA

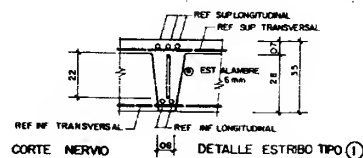
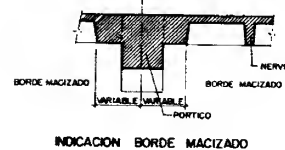


RESUMEN

REFUERZOS DE NERVIOS
INDICACION BORDE MAIZADO
CORTE NERVIU DETALLE ESTRIBO TIPO 1
CORTE NERVIU DETALLE ESTRIBO TIPO 2

RESISTENCIA DE LOS MATERIALES

$f_c = 250 \text{ Kg/cm}^2$
 $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$
 $f_s = 2100 \text{ Kg/cm}^2$



OFICINA DE PROYECTO C.A

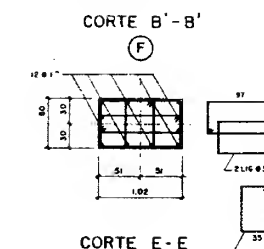
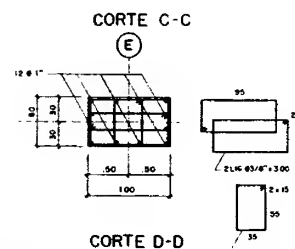
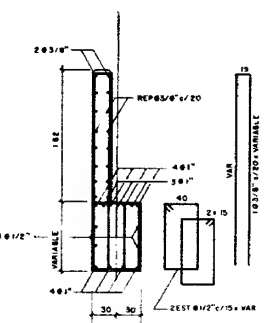
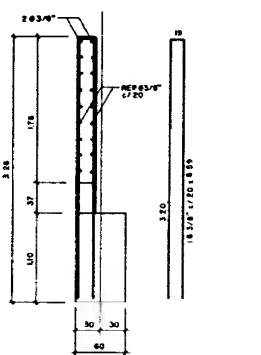
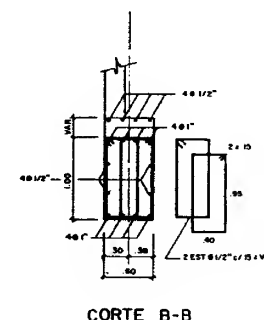
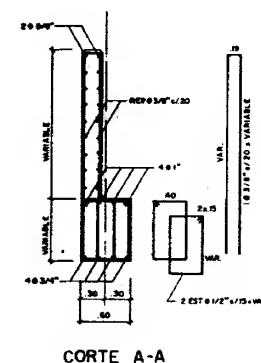
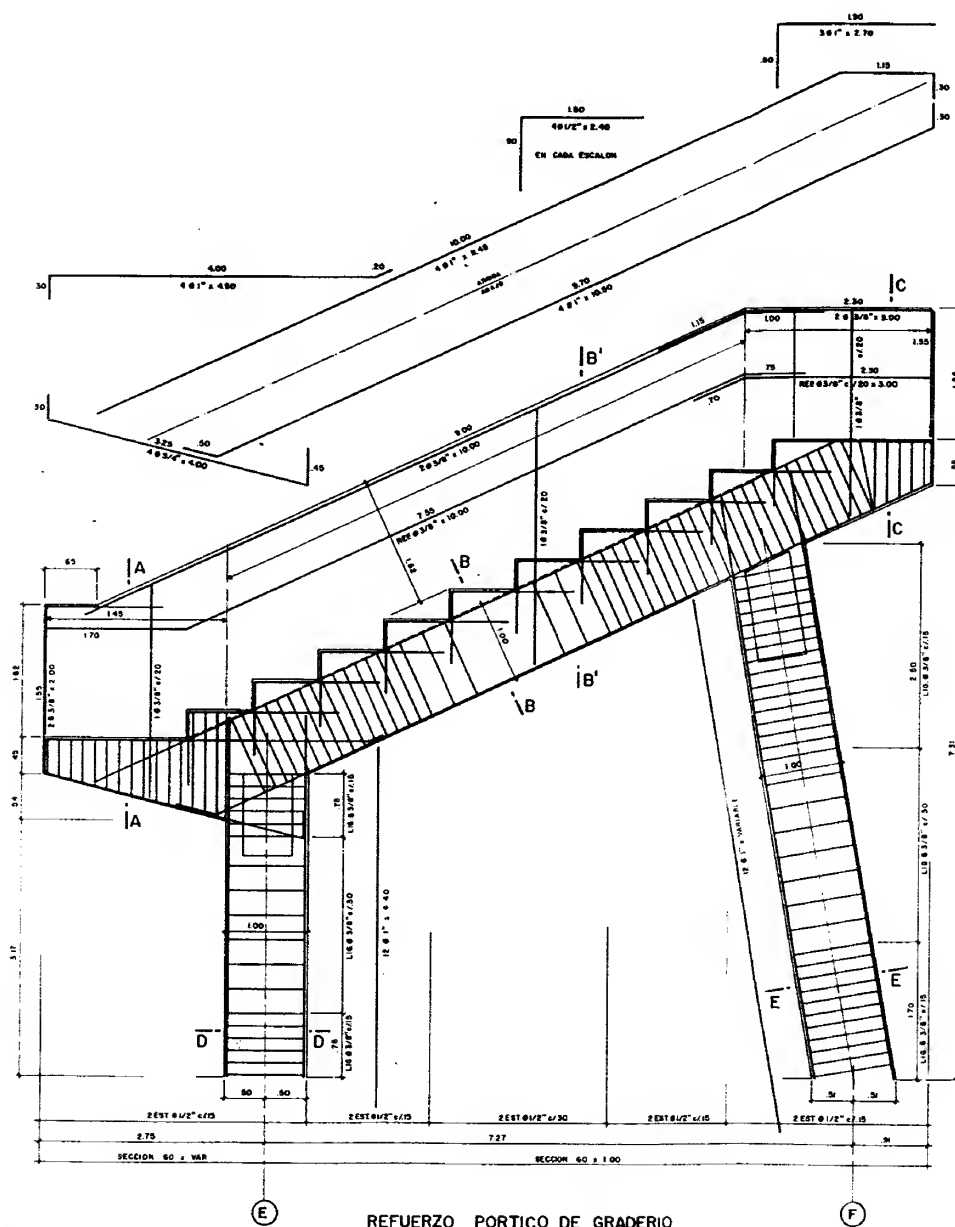
MINISTERIO DEL DESARROLLO URBANO
DIRECCION GENERAL DE EQUIPAMIENTO URBANO
DIRECCION DE PROYECTOS

DIRECCION DE PROYECTOS	
SERIE DE SERIES	CENTRO EDUCATIVO
APORTE A	EN LOS TEQUES
AÑO	ESTADO MIRANDA

姓名	性别	年龄	职业	住址	电话
张德胜	男	45	工人	本市和平路123号	12345678
李秀英	女	38	教师	本市文化路45号	87654321
王小明	男	22	学生	本市青年路78号	98765432
赵小红	女	28	护士	本市健康路90号	56789012

[illegible]

[illegible]



RESUMEN
REFUERZO PORTICO DE GRADERIO

RESISTENCIA DE LOS MATERIALES

$f'_c = 250 \text{ Kg/cm}^2$
 $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$
 $f_e = 2100 \text{ Kg/cm}^2$

FECHA	OBSERVACIONES	FIRMA

OFICINA DE PROYECTO C.A.

MINISTERIO DEL DESARROLLO URBANO DIRECCION GENERAL DE EQUIPAMIENTO URBANO OFICINA DE PROYECTOS	
CENTRO EDUCATIVO EN LOS TEQUES ESTADO MIRANDA	
PROYECTO: 100-100-100-100 FECHA: 10/10/10 DISEÑADO: J. P.	REVISADO: J. P. APROBADO: J. P. FIRMA: J. P.